



TITLE:

伝統構法木造建物の地震応答と耐震性能に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

向坊, 恭介

CITATION:

向坊, 恭介. 伝統構法木造建物の地震応答と耐震性能に関する研究. 京都大学, 2008, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2008-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k13808>

RIGHT:

伝統構法木造建物の地震応答と耐震性能に関する研究

2008 年

向坊 恭介

目 次

第 1 章 序論

1.1 研究の背景	1-1
1.2 既往の研究	1-3
1.2.1 水平構面の変形と偏心	
1.2.2 礎石建て木造建物の地震被害	
1.2.3 礎石建て構法の柱脚の地震時挙動	
1.3 研究の目的と構成	1-8
第 1 章の参考文献	

第 2 章 柔な水平構面を有する伝統構法木造建物の実大振動台実験

2.1 目的	2-1
2.2 概要	2-2
2.2.1 試験体仕様	
2.2.2 加振および計測計画	
2.3 ホワイトノイズ波加振における振動特性	2-19
2.3.1 地震波加振前の振動特性	
2.3.2 地震波加振後の振動特性	
2.4 地震波加振における応答性状	2-27
2.4.1 最大応答変形角分布	
2.4.2 礎石建て柱脚の滑り	
2.4.3 水平構面の変形	
2.4.4 損傷性状	
2.5 まとめ	2-44
第 2 章の参考文献	

第3章 礎石建て構法木造建物の柱脚の滑り検証実験

3.1	目的	3-1
3.2	概要	3-2
3.2.1	試験体仕様	
3.2.2	加振および計測計画	
3.3	結果	3-8
3.3.1	1次卓越振動数と等価剛性	
3.3.2	応答性状	
3.3.3	損傷性状	
3.3.4	柱脚の滑り	
3.3.5	柱底面と礎石間の摩擦係数	
3.3.6	ロッキングによる柱脚の浮き上がり	
3.4	まとめ	3-22
第3章の参考文献		

第4章 伝統構法木造建物の弾塑性地震応答解析

4.1	目的	4-1
4.2	解析モデル	4-2
4.2.1	柔な水平構面を有する建物モデル	
4.2.2	運動方程式	
4.3	実大振動台実験結果との比較	4-7
4.3.1	水平構面の変形を考慮した弾性地震応答解析	
4.3.2	水平構面の変形を考慮した弾塑性地震応答解析	
4.4	水平構面の剛性及び耐力が鉛直構面の最大変形角に及ぼす影響	4-21
4.5	まとめ	4-25
第4章の参考文献		

第5章 結論

5.1 本論文のまとめ 5-1

5.2 今後の課題 5-2

発表論文一覧 A-1

謝辞 A-5

第 1 章 序論

1. 1 研究の背景

わが国では、古くより住宅や社寺などの建物に木材が使用され、地域の気候や風土などに適応した特色ある構法が生み出されてきた。現在でも伝統構法による木造建物が全国各地に数多く残されており、地域の豊かなまちなみを形成しているが、近年では居住者の高齢化や生活様式の急速な現代化といった社会的事象を背景として、後継者の不在、現代的な生活様式との不一致、建物の老朽化、などの理由から建て替えを選択する場合が少なくない。こうした動きに対して、景観の保存、地域の歴史と文化の継承といった観点から、伝統構法木造建物の保存、再生への取り組みが多く地域でなされている。

地震大国とされるわが国において伝統構法木造建物の保存、再生を進めていくためには、地震に対する備えを欠くことが出来ない。地震による直接死者約 5,500 人、住家の全半壊約 25 万棟と甚大な被害^[1-1]が生じた 1995 年の兵庫県南部地震以降、建物被害を生じた大地震が頻発しており、今後も南海地震、東南海地震、宮城県沖地震などの大地震の発生が危惧されている。したがって、既存、新築に関わらず伝統構法木造建物の耐震性を確保しておく必要があり、その地震応答と耐震性能を解明することは急務と言える。

兵庫県南部地震以降、構造物の耐震性向上を目指した研究が加速され、特に木造建物に関しては、許容応力度計算^[1-2]や限界耐力計算^[1-3]といった、従来の壁量計算に代わる新しい構造設計の枠組みが整備されてきている。しかし、地域性豊かな伝統構法木造建物には多様な構法が存在し複雑な木組みを有しているため、構造力学的に未解明な部分が多く残されている。さらに、自然材料である木材特有の不均質性や不確定性などの問題もあり詳細な構造解析が難しいとされてきた。

木造建物を構造的に評価する上で水平構面あるいは床構面は剛であると仮定することが多い。このいわゆる剛床仮定を満足するために、床倍率の大きな床仕様が最近では一般的になっているが、伝統構法木造建物では柔な床仕様となっている場合が多い。柔床の場合、剛床と異なり、壁などの鉛直構面の剛性や耐力、またその配置によって各鉛直構面が不均一に挙動することになる。既往の解析的研究では柔床を有する木造建物の最大変位の簡略的予測法が提案されているが、伝統構法木造建物の実験的研究はほとんど無く、柔な水平構面が伝統構法木造建物の全体的な地震応答や耐震安全性に及ぼす影響はよく分かっていない。

また、現在の木造建物では、柱脚を土台に緊結する仕様が一般的であるが、伝統構法木造建物では、基礎部に土台を用いずに礎石の上に柱を直接置く礎石建て（石場建

て) 構法が多く用いられている。基礎と柱が接合されていないことから、地震時には柱脚が滑ることによって移動したり、ロッキングによる柱脚の浮き上がりが生じたりする可能性が考えられる。実際に過去の地震被害調査でも柱脚の移動が確認されている。鐘楼などの比較的小規模な建物での報告例が特に多いが、住宅や社寺などの木造建物でも報告例がある。既往の研究としては、墓石や家具の転倒に関連して、剛体の滑りやロッキング挙動についての解析的、実験的研究が数多く行われているが、剛体でない木造軸組の滑りやロッキング挙動が、建物全体の耐震性能に及ぼす影響を振動台実験に基づいて分析した例は少ない。柱脚の滑りが機構的には滑り支承型の免震構造と類似であることから、礎石建て構法木造建物の免震効果が指摘されることがあるが、これまで十分な科学的検証はなされていない。

1.2 既往の研究

1.2.1 水平構面の変形と偏心

一般に伝統構法木造建物では、剛性や耐力、質量が偏在している場合や、水平構面の剛性が剛床とするには十分でない場合が多い。したがって、耐震性能を評価するときには、偏心によるねじれや水平構面の変形といった二次元的な応答特性も考慮することが必要である。

これまで、平面的な剛性分布や質量分布の偏在によって生じる構造物のねじれ応答に関する研究は、主に鋼構造や RC 構造物の分野において数多く行われている。それらの研究では、振動台実験や力学理論に基づいた立体骨組モデルを構築し、いくつかの解析パラメータに注目した数値解析を行うことによって、解析パラメータがねじれ応答を含む構造物の地震応答に及ぼす影響を調べている。例えば、堀田、長尾ら^[1-4]は、耐力偏心を有する RC 構造物について、数値解析によって水平 2 方向の地震応答性状を調べている。また藤原、喩ら^[1-5]は、水平 2 方向に加えて上下方向の地震動入力を受けるときの RC 造立体架構の弾塑性地震応答解析を行っている。一方、聲高、井上ら^[1-6]は、鋼構造偏心骨組の累積塑性変形を数値解析によらず、理論的に予測する手法を示している。このように、鋼構造や RC 造構造物の平面 2 方向の地震応答に関する研究はこれまで数多くなされているが、これらの構造では木造建物と違って鉛直構面に比べて十分剛な水平構面を比較的容易に実現可能なこともあり、水平構面の剛性は無限大（剛床）であるという仮定がしばしば用いられている。したがって、水平構面の変形を考慮した研究は数少ないが、山田^[1-7]は、両端に耐震壁を有する 1 層対称構造物に等分布水平荷重が作用した場合を対象とし、水平構面の変形の影響の最も大きい中央ラーメン及び端部有壁ラーメンの負担せん断力を求める略算法を提案している。また、坂本・小浜ら^[1-8,1-9]は、同様な 1 層対称構造物の場合を対象とし、剛と見なせない水平構面を有する架構モデルを用いた数値解析から弾性及び非弾性動的応答特性について考察している。

木造建物の水平構面の変形と偏心を対象とした研究として、まず、静的または動的実験と実験結果に基づいたモデルを用いた数値解析によるものについて述べる。野口・梶川^[1-10]は、ドリフトピン接合による木質半剛接ラーメン構造を対象として、床剛性をパラメータとした縮小模型の振動台実験を行い、立体振動解析モデルによる解析結果との比較から、床剛性が建物各部の応答変位に及ぼす影響について検討している。渦波・伊藤ら^[1-11,1-12]は、1 × 1 スパン模型を用いた振動台実験及び弾塑性時刻歴応答解析を行い、偏心を有する建物における水平構面と、加振方向と直交する構面の影響について調べている。梶川・野口ら^[1-13,1-14]は、木質接着パネル構法による実大勾配屋根の静的加力実験及び小振幅での振動計測を行い、勾配屋根の水平挙動や振動特

性について分析している。屋根勾配が大きくなるほど、また、屋根重量が増加するほど、水平方向の変形に対する剛性が低下することを示している。梶川・野口^[1-15]は、木質接着パネル構法による 1 層箱形建物の静的加力実験から弾性範囲での水平ねじれ挙動について検証し、床剛性を考慮したねじれ補正係数を提案している。また、この床剛性を考慮したねじれ補正係数から剛床仮定の適用範囲を示す必要最小床剛性を具体的に算出している。阿川ら^[1-16]は、木質面材耐力壁構造による 1 層箱形建物の振動台実験を行い小振幅から大振幅までの振動特性と地震応答性状を明らかにしている。剛性偏心がある場合、片持ち梁効果による剛性の高い構面への水平力負担を期待するには、水平構面の面内剛性の高さに加えねじれ剛性の大きさも重要な要素であると指摘している。阿川・宮澤^[1-17]は、2 層木質面材耐力壁構造の静的加力実験を行い、倒壊する限界状態における P- Δ 効果の影響や倒壊に至るまでのねじれ挙動などを報告している。1/10rad を超える変形域では P- Δ 効果による影響が大であるとしている。また、終局域でのねじれ拘束には直交壁の強度を大きくすることが有効であるとしている。青木ら^[1-18,1-19]は、軸組構法による木造立体架構の 1/2 スケール模型に対し水平せん断試験及び起振機による強制振動実験を行い、耐力壁の配置を様々に変化させた場合や水平構面が異なる場合の変形性状や振動性状について調べている。さらに弾性モデルによる数値解析と実験結果とを比較している。後藤・稲山・村上らは、面材張りの水平構面^[1-20,1-21,1-22]と火打ち梁の水平構面^[1-23,1-24]について面内せん断試験を行い荷重－変形角関係や破壊性状を明らかにし、剛性と終局耐力の簡易評価式を提案している。

数値解析や力学理論に基づいて水平構面の影響を検討した研究としては、山田^[1-25]が、床剛性を考慮した上で既存建物の保有水平耐力を算定し、床剛性が保有水平耐力へ及ぼす影響を明らかにするとともに、耐力壁線ごとの壁量満足度計算法を提案し保有水平耐力を安全側に推測できることを示している。また、多数の既存木造軸組建物について耐力要素を耐力壁線ごとに集約した簡易モデルと集約していない精算モデルを用いて、床剛性と雑壁を考慮した時刻歴応答解析を行い最大変位応答分布の簡略的予測法を提案している^[1-26]。さらに、床構面の復元力特性をパラメータとした数値解析を行い、復元力が合板床の 0.05 倍以上あれば最大変位応答は剛床仮定の 1.1 倍以内に収まるとしている^[1-27]。山田・鈴木ら^[1-28]は、床剛性を考慮したパンケーキモデルを用いて、京町家を対象とした地震応答解析を行い実大振動台実験における最大応答変形角や変形角時刻歴と比較している。河合^[1-29]は、せん断パネルからなる木造建物の簡易モデルを用いて、等価線形化法による最大応答変位の予測値と時刻歴応答計算結果との比較を行っている。村上・稲山ら^[1-30]は、剛床仮定のもとにねじれ応答を考慮して求めた変形に、水平構面のせん断変形を加えることにより、構造物の最大変形を容易に予測する柔床構造物の靱性設計法を提案している。

生田・川瀬ら^[1-31]は、部材レベルから組み上げた三次元立体振動モデルを用いて耐

力要素の偏心配置が在来構法木造住宅の耐震性能に及ぼす影響を明らかにしている。ただし、水平構面については梁剛性のみが考慮されている。山田ら^[1-32]は、伝統構法木造軸組の長屋モデルを対象とした地震応答解析から間口方向に対する奥行方向の壁の多少が建物のねじれを抑制する効果を検証し、長屋の場合、各住戸が集合することによって直交壁の効果が地震時に有効であるとしている。

1.2.2 礎石建て木造建物の地震被害

木造建物の滑りや移動については、多くの地震被害調査で報告されている。中村ら^[1-33]は、1894年庄内地震において酒田地方の家屋を神社仏閣、諸官衛学校、民家の三つに分類し、調査建物の被害状況を個別に報告している。拝殿が倒壊寸前まで損傷した日枝神社では、拝殿に近接する本殿は全体が移動しており、殆ど無損傷であった。武藤・井坂^[1-34]は、1935年静岡地震において墓石、灯籠など単体の転倒や移動状況を調べ、地震動のピーク値や主要動の波数を推定している。さらに、激震地域の住家1101棟についてそれらの滑り量と残留傾斜を実測した結果から、滑り量と残留傾斜の間には明瞭な相関が無かったこと、同一地区の相似の構造を持つ住家であっても滑り量は等しくなかったことを報告している。河野ら^[1-35]は、1939年男鹿半島地震において一部の木造建物で建物全体が移動したと報告している。ただし、周辺の状況から地割れや不同沈下などの地盤変状に起因したと考えられる。飯田・正木^[1-36]は、1974年伊豆半島沖地震において、4本柱の東屋が最大約20cm移動するとともに反時計回りに回転していたこと、木造家屋の土台石が25cmも動き大黒柱が21cmも大きく移動したため床が壊れたが、上部構造はあまり壊れていなかったことを報告している。翠川^[1-37]は、1995年兵庫県南部地震において、鐘楼が架構の対角線方向に約75cm移動していたと報告している。以上のように、過去の地震における木造建物の移動事例は多く、移動したことによって被害が小さくなったと結論付けているものも多い。一方で、建物の移動が被害の原因になった、または被害を大きくしたとする調査報告もある。飯塚^[1-38]は、1978年宮城県沖地震において、在来構法による木造建物で土台が基礎にアンカーボルトによって緊結されていないため建物が移動し上部構造の被害を大きくしたと指摘している。また、アンカーボルトが埋込まれていても設計上・施工上の不備から損傷した例も多いとしている。稲山^[1-39]も、1995年兵庫県南部地震における被害調査から、布基礎上に土台を置くだけでアンカーボルト止めしていない在来構法による建物の多くが外壁面ごと布基礎からずり落ちて大破していたと報告している。

1.2.3 礎石建て構法の柱脚の地震時挙動

礎石建て構法の柱脚の地震時挙動に関連する研究としては、剛体の滑りやロッキング挙動についての解析的、実験的研究がこれまで数多くなされ、地震工学では墓石の

転倒率から地震動強さを推定する手法^[1-40]や家具の転倒による室内空間の人的被害危険度を評価する手法^[1-41]などに発展している。小堀・南井^[1-42,1-43,1-44]は、角柱の転倒振動の運動方程式を示し、矩形波を入力とする解析結果から、ロッキングにおける安定性には入力の周期が大きく影響する、物体のサイズが大きくなると安全性が増大する、と結論付けた。Howsner^[1-45]は、剛体のロッキング振動について近似的な運動方程式およびその解を示した。梅村・滝沢^[1-46]は、水平鉛直の二次元平面内における剛体のロッキング振動方程式を示し、観測地震動を入力とする応答の数値解析を行った。解析の結果、構造物程度の大きさのものは地震時にほとんど転倒不可能であることが結論できる。また、墓石程度の大きさでも、地震波形によっては静的転倒震度よりもかなり大きな震度を必要とすることが判明した。Yim・Chopra^[1-47]らは、水平鉛直2方向の入力を受ける剛体のロッキング振動について、近似運動方程式とその解を示した。応答の数値解析の結果、剛体の応答は剛体の大きさやアスペクト比の小さな変化によって大きく変化することがわかった。剛体の転倒に関しては、確率的な視点を導入すると一定の傾向を捉えることができた。地震時の墓石の転倒率から地震動のピークを推定する手法は、十分な量の適切なデータが得ることができた場合にのみ可能であると言える。武藤・高瀬^[1-48,1-49]は、滑りのない剛体ブロックが積み重なった組積剛体系の、水平鉛直2方向入力に対する応答の数値計算手法を提案している。複素平面ベクトルを用いて組積剛体系をモデル化し運動方程式を構築している。得られた運動方程式を数種類の計算手法を用いて数値積分し比較を行った。また、いくつかの例題によって提案手法の妥当性を確認した。二次元の拡張として三次元についても同様の検討を行った。望月・小林^[1-50]は、剛体の運動を4種類に分類し、それぞれについて運動方程式を示した。また水平鉛直の二次元運動の解析方法、および運動の関与する諸要因の基礎的検討を行った。その結果、ロッキングを始めるためには静止摩擦係数が $b/h=(\text{構面の幅} \times 1/2)/(\text{重心高さ})$ よりも大きい必要があることを確認した。正弦波加振においては、ある加振周期を境に転倒加速度がほぼ一定となるが、その加振周期は寸法が大きくなるほど長周期側に移行した。摩擦係数を小さく設定した場合、ロッキング後にスリップを生じ、転倒しにくくなった。寸法の小さい単体は上下動が大きいほど倒れやすい傾向を示した。石山^[1-51]は、剛体の振動状態を6種類に分類しそれぞれ運動方程式を示し、シミュレーション解析から、物体の転倒には入力の加速度とともに振動数が大きく影響すること、並進跳躍からの衝突後の物体の運動は法線および接線方向の反発係数に大きく影響されること、などの知見を得ている。Shenton・Jones^[1-52,1-53]は、剛体の運動状態を5種類に分類し、それぞれの運動方程式を示した。また衝突に関しては、古典的な衝突理論に基づいて衝突前後の運動状態を結びつけた。Winkler・Meguro^[1-54]らは、木製の長方形ブロックを対象にした実験および個別要素法による数値解析を行った。数値解析結果は実験結果とよく対応し、個別要素法が剛体の運動の

シミュレーションに有効な手法であるとしている。鄭・鈴木^[1-55,1-56,1-57]は、二次元入力をうける剛体のロッキング振動について、衝突時のエネルギー消費を無視した非減衰ロッキング振動系と、衝突時のエネルギー消費を考慮した減衰ロッキング系に分け、それぞれの系についての応答特性を調べて、主としてそのカオス性状を調べた。金子・林^{[1-58][1-59]}は、個別要素法を用いた解析によって剛体の転倒限界条件を統計的に整理し、剛体の形状や大きさの影響および入力波の卓越振動数の影響を考慮した転倒率曲線を提案している。

以上のように剛体の滑りやロッキング挙動を対象とした研究は数多く行われているが、剛体とは異なる挙動を示すと考えられる礎石建て構法木造建物について、その柱脚の挙動を分析した研究は少ない。大町・翠川ら^[1-60]は、1909年姉川地震での松露の跳躍現象を再現するため模型実験を行い、各柱の挙動を明らかにするとともに地震動強さを推定している。宮高・森山^[1-61,1-62]は、模型振動実験に基づき、鐘楼の地震時挙動の再現を試みた。その結果、模型に発生する復元力のほとんどは貫が負担しており、柱傾斜復元力の影響は非常に小さいということがわかった。また、ロッキング中は応答が頭打ちになり、貫応力の減少が観察された。西岡・森山^[1-63]は、柱を基礎に固定しない構法による茶室の振動台実験を行い、建物全体の滑りや跳躍現象を再現している。柱脚の滑りに関連して、木材相互あるいは木材と鋼材間の摩擦や滑りに関しては解析的、実験的研究^[1-64,1-65]がなされているが、木材と礎石間の摩擦や滑りを分析した研究は少ない。

1.3 研究の目的と構成

本研究では、これまで明らかにされていなかった、柔な水平構面や礎石建て柱脚の挙動が伝統構法木造建物の地震応答や耐震性能に及ぼす影響について、実大振動台実験および地震応答解析に基づいて解明することを目的としている。

まず水平構面および柱脚の仕様が異なる試験体を用いた実大振動台実験を実施し、それらの仕様の違いが建物全体の地震応答や耐震性能に及ぼす影響について分析を行う（第2章）。次に、礎石建て構法による試験体を用いた実大振動台実験を行い、柱底面と礎石間で生じる滑り挙動および軸組のロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動について分析する（第3章）。第2章で行った実大振動台実験の試験体を対象として、水平構面の変形を考慮した地震応答解析モデルを構築し、振動台実験結果との比較から解析モデルの妥当性を検証するとともに、水平構面が鉛直構面の層間変形角応答に及ぼす影響について分析する。以下に各章の内容を示す。

第1章では、研究の背景として伝統構法木造建物の置かれている現状について述べ、本研究で解明する課題と関連する既往の研究について明示した。

第2章では、 1×3 スパンの平面形状を持つ平屋建て木造軸組を試験体とした実大振動台実験に基づいて水平構面および柱脚仕様の違いが木造建物の地震応答や耐震性能に及ぼす影響について分析する。試験体は、柱脚を土台に固定する仕様と足固めを設けて柱脚部を固定しない礎石建て仕様の2体とし、天井に相当する水平構面を剛、半剛、柔な仕様にするとともに、耐力壁の配置を変えることによって偏心の大きさをパラメータとしている。まず、小振幅加振におけるフーリエスペクトル比から小変形領域での振動特性について分析する。次に、地震波加振において、鉛直構面および水平構面の変形角応答から水平構面の仕様や耐力壁の偏心の影響を分析する。また、礎石建て柱脚の滑りによる入力の高減効果について分析を行う。

第3章では、 1×1 スパン礎石建て構法木造建物の実大振動台実験を行い、柱底面と礎石との間で生じる滑り挙動と軸組のロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動について分析する。滑りが生じた瞬間の慣性力から柱底面と礎石との間の摩擦係数を推定する。また、試験体頂部の水平および鉛直応答加速度、柱軸力の変動量などから、ロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動について分析する。

第4章では、まず、 1×1 スパンの木造建物を例として、水平構面の変形を考慮した地震応答解析モデルの概要について述べ、運動方程式を示す。次に、2章で実施した実大振動台実験における試験体を対象として解析モデルを構築し、弾性および弾塑性地震応答解析によって振動台実験の追試を行い解析モデルの妥当性を検証する。さらに、水平構面の降伏耐力に関するパラメータスタディを行い、水平構面が鉛直構面の層間変形角応答に及ぼす影響について分析する。

第5章では、本研究で得られた知見についてまとめて示す。

第 1 章の参考文献

- [1-1] 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 総集編, 2000.
- [1-2] 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計, 2001.
- [1-3] 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法ー, 学芸出版, 2004.
- [1-4] 堀田久人, 長尾真奈：独立耐震壁と純ラーメンが直交する RC 構造物の 2 方向地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 572 号, pp. 139-146, Oct. 2003.
- [1-5] 藤原悌三, 喻徳明：水平二方向および上下方向地震動入力を受ける RC 造立体架構の弾塑性地震応答解析, 京都大学防災研究所年報, 第 34 号 B-1, pp. 101-126, Apr. 1991.
- [1-6] 聲高裕治, 井上一郎：鋼構造強柱偏心立体骨組におけるエネルギー消費部材の必要塑性変形能力(1 層 1 スパン耐力偏心骨組), 日本建築学会構造系論文集, 第 524 号, pp. 125-132, Oct. 1999.
- [1-7] 山田孝一郎：建築物の床版変形を考慮せる実用的横力分布法 (1 層建築物の場合), 日本建築学会論文報告集, 第 69 号, pp. 273-276, Oct. 1961.
- [1-8] 坂本順, 小浜芳朗, 大庭哲也：鋼構造架構の動特性に関する考察 (1) (非剛床架構の動特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp. 1401-1402, Sep. 1983.
- [1-9] 坂本順, 小浜芳朗, 大庭哲也：鋼構造架構の動特性に関する考察 (2) (非剛床架構の動的応答性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp. 1403-1404, Sep. 1983.
- [1-10] 野口弘行, 梶川久光：木質半剛接ラーメン構造の振動性状に関する研究 (第 1 報) 水平構面の面内剛性の影響について, 日本建築学会構造系論文集, 第 488 号, pp. 117-126, Oct. 1996.
- [1-11] 渦波きさら, 野口弘行, 伊藤修一：偏心率と床剛性を考慮した木質構造物の振動性状に関する研究 (その 1) ー研究目的及び実験結果ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 289-290, Sep. 2000.
- [1-12] 伊藤修一, 野口弘行, 渦波きさら：偏心率と床剛性を考慮した木質構造物の振動性状に関する研究 (その 2) ー解析方法及び実験値と解析値との比較検討・考察ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 289-290, Sep. 2000.
- [1-13] 梶川久光, 野口弘行, 小川春彦, 岩崎誠司, 三津橋歩：木質接着パネル構法における勾配屋根の水平挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 574 号, pp. 157-163, Dec. 2003.
- [1-14] 梶川久光, 野口弘行, 高岡繭子：木質接着パネル構法における勾配屋根の振動

- 特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 574 号, pp. 165-172, Dec. 2003.
- [1-15] 梶川久光, 野口弘行: 1 層箱形建物における剛床仮定の適用範囲に関する研究
— 木質立体建物の床剛性を考慮した水平ねじれ挙動に関する研究 (第 1 報) —, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp. 79-85, Sep. 2005.
- [1-16] 阿川将樹, 腰原幹雄, 佐藤孝浩, 大橋好光, 宮澤健二: 偏心を有する木質面材耐力壁構造の動的性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp. 157-164, Aug. 2002.
- [1-17] 阿川将樹, 宮澤健二: 偏心を有する 2 層面材耐力壁構造の静的倒壊限界に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, 第 21 号, pp. 99-104, Jun. 2005.
- [1-18] 青木謙治, 槌本敬大, 安藤直人: 軸組構法による木造立体架構の水平変形性状に与える耐力壁配置の影響 (第 1 報) 弾性せん断バネモデルによる静的水平変形量の予測, 木材学会誌, Vol. 47, No. 4, pp. 317-326, Jul. 2001.
- [1-19] 青木謙治, 槌本敬大, 安藤直人: 軸組構法による木造立体架構の水平変形性状に与える耐力壁配置の影響 (第 2 報) 弾性せん断バネモデルによる共振周波数, 共振モードの予測, 木材学会誌, Vol. 48, No. 6, pp. 439-448, Nov. 2002.
- [1-20] 米沢悦子, 後藤正美, 福田幹夫, 田島幹夫, 稲山正弘, 村上雅英: 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その 32 面材張り水平構面の面内せん断試験と結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 19-20, Sep. 2000.
- [1-21] 稲山正弘, 後藤正美, 福田幹夫, 田島幹夫, 村上雅英: 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その 33 水平構面の簡易評価式と実験結果の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 21-22, Sep. 2000.
- [1-22] 杉山亮太, 後藤正美, 福田幹夫, 田島幹夫, 稲山正弘, 村上雅英: 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その 34 水平構面の変形成分による実験値と解析値の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 23-24, Sep. 2000.
- [1-23] 田島幹夫, 村上雅英, 後藤正美, 稲山正弘, 福田幹夫: 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その 35 火打ち梁水平構面の面内せん断試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 25-26, Sep. 2000.
- [1-24] 岩田聖司, 稲山正弘, 村上雅英, 後藤正美, 福田幹夫, 田島幹夫: 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その 36 火打ち梁水平構面の剛性と終局耐力の簡易評価法の提案と検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 27-28, Sep. 2000.
- [1-25] 山田耕司: 床剛性と耐力壁線を考慮した在来軸組木造構法住宅の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 525 号, pp. 79-84, Nov. 1999.
- [1-26] 山田耕司: 床剛性と雑壁を考慮した木造軸組建物の最大変位応答分布, 日本建

- 築学会構造系論文集, 第 586 号, pp. 131-137, Dec. 2004.
- [1-27] 山田耕司: 木造軸組建物における剛床仮定の成立する床剛性, 日本地震工学会・大会－2004 梗概集, pp. 438-439, Jan. 2005.
- [1-28] 山田耕司, 鈴木祥之, 斎藤幸雄, 鈴木三四郎, 白山敦子: 伝統木造住宅の実大振動台実験と地震応答解析による応答評価, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, CD-ROM, pp. 1182-1185, Nov. 2006.
- [1-29] 河合直人: 水平構面のせん断変形を考慮した等価線形化法の適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 203-204, Sep. 2000.
- [1-30] 村上雅英, 稲山正弘: 偏心を有する柔床壁式構造物の靱性設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 530 号, pp. 93-96, Apr. 2000.
- [1-31] 生田寛, 川瀬博, 多賀直恒: 偏心を有する在来構法木造住宅の耐震性能に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 540 号, pp. 33-40, Feb. 2001.
- [1-32] 山田明, 鈴木三四郎, 浅野幸一郎: 軸組木造長屋モデルの地震応答特性と直交壁効果に関する一考察－剛床と仮定した場合－, 日本建築学会構造系論文集, 第 604 号, pp. 95-102, Jun. 2006.
- [1-33] 中村達太郎, 辰野金吾, 野口孫市: 庄内地震被害調査報告, 建築雑誌, 第 10 集, 第 109 号, pp. 1-16, Jan. 1896.
- [1-34] 武藤清, 井坂富士雄: 昭和 10 年 7 月 11 日静岡地方地震に於ける単一物の被害並びに住家の被害率に就て, 建築雑誌, 第 49 集, 第 605 号, pp. 1337-1351, Nov. 1935.
- [1-35] 河野輝夫, 高藪良二, 田治米辰雄: 昭和 14 年 5 月 1 日男鹿半島地震に於ける建築物の被害に就て, 建築雑誌, 第 53 集, 第 653 号, pp. 1022-1040, Aug. 1939.
- [1-36] 飯田汲事, 正木和明: 1974 年伊豆半島沖地震の被害について: 愛知工業大学研究報告, 第 10 号, pp. 145-155, Mar. 1975.
- [1-37] 翠川三郎: 1995 年兵庫県南部地震の際の鐘楼の移動について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp. 205-206, Aug. 1995.
- [1-38] 飯塚五郎蔵: 木造建物の被害 (1978 年宮城県沖地震災害調査報告), 建築雑誌, 第 93 集, 第 1144 号, pp. 39-40, Dec. 1978.
- [1-39] 稲山正弘: 兵庫県南部地震における木造建物の被害調査報告, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp. 3-4, Aug. 1995.
- [1-40] 宮野道雄: 墓石・木造建物被害等による震度に関する若干の検討, 土木学会論文報告集, 第 319 号, pp. 33-42, Mar. 1982.
- [1-41] 金子美香: 地震時における家具の転倒率推定方法, 日本建築学会構造系論文集, 第 551 号, pp. 61-68, Nov. 2002.
- [1-42] 小堀鐸二, 南井良一郎: 地震に依る構造物の非線型振動に就いて: その 4 角柱

- の転倒とロッキング, 日本建築学会論文報告集, 第 54 号, pp. 405-408, Oct. 1956.
- [1-43] 小堀鐸二, 南井良一郎: 地震による角柱の転倒およびロッキング(その 1), 日本建築学会研究報告 (近畿) 構造, Jun. 1956.
- [1-44] 小堀鐸二, 南井良一郎: 地震による角柱の転倒およびロッキング(その 2), 日本建築学会研究報告 (近畿) 構造, Jun. 1956.
- [1-45] Howsner, G. W.: The Behavior of Inverted Pendulum Structures during Earthquakes, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp. 404-417, Feb. 1963.
- [1-46] 梅村魁, 滝沢春男: 非定常入力による転倒振動の解析: 剛床上の剛体の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp. 379-380, Sep. 1970.
- [1-47] Yim, C. S., Chopra, A. K., and Penzien, J.: Rocking Response of Rigid Blocks to Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, No. 6, pp. 565-587, 1980.
- [1-48] 武藤清, 高瀬啓元: 組積剛体系の衝突転倒振動の数値計算法 その 1 垂直平面内の運動, 日本建築学会論文報告集, 第 293 号, pp. 45-55, Jul. 1980.
- [1-49] 武藤清, 高瀬啓元: 組積剛体系の衝突転倒振動の数値計算法 その 2 3 方向地動による立体振動, 日本建築学会論文報告集, 第 299 号, pp. 45-55, Jan. 1981.
- [1-50] 望月利男, 小林計代: 単体の運動から地動加速度を推定するための研究: 単体の動的挙動の解析, 日本建築学会論文報告集, 第 248 号, pp. 63-70, Oct. 1981.
- [1-51] 石山祐二: 地震動による剛体の運動に関する研究—運動方程式とコンピュータシミュレーション—, 日本建築学会論文報告集, 第 314 号, pp. 33-47, Apr. 1982.
- [1-52] Shenton, H. W. III, and Jones, N. P.: Base Excitation of Rigid Bodies. I: Formulation, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 117, No. 10, pp. 2286-2306, Oct. 1991.
- [1-53] Shenton, H. W. III, and Jones, N. P.: Base Excitation of Rigid Bodies. II: Periodic Slide-Rock Response, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 117, No. 10, pp. 2307-2328, Oct. 1991.
- [1-54] Winkler, T., Meguro, K., and Yamazaki, F.: Response of Rigid Body Assemblies to Dynamic Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 1389-1408, 1995.
- [1-55] 鄭萬溶, 鈴木浩平: 剛体ブロック形構造物のロッキング振動に関する基礎的研究, 日本機械学会論文集(C 編), 62 巻, 603 号, pp. 17-24, Nov. 1996.
- [1-56] 鄭萬溶, 鈴木浩平: 二次元正弦波励振を受ける剛体ブロックのロッキング振動におけるカオス(滑りのない場合), 日本機械学会論文集(C 編), 65 巻, 639 号, pp. 39-47, Nov. 1999.
- [1-57] 鄭萬溶, 鈴木浩平: 滑りを伴う剛体ブロックのロッキング振動に関する研究(水平, 垂直方向の振動数が異なる一般化励振の場合), 日本機械学会論文集(C 編),

- 68 卷, 666 号, pp. 17-25, Feb. 2002.
- [1-58] 金子美香, 林康裕: 剛体の転倒限界に関する基礎的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 479 号, pp. 41-49, Jan. 1996.
- [1-59] 金子美香, 林康裕: 剛体の転倒率曲線の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp. 55-62, Oct. 2000.
- [1-60] 大町達夫, 翠川三郎, 本多基之: 1909 年姉川地震での鐘楼の移動から推定した地震動強さ, 構造工学論文集, Vol.41A, pp. 701-708, Mar. 1995.
- [1-61] 宮高芳信, 森山敏行, 西川英佑, 西澤英和: 伝統的な木造鐘楼の振動性状に関する実験的研究 (その 1) 知恩院大鐘楼現地観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp. 129-130, Sep. 2006.
- [1-62] 森山敏行, 宮高芳信, 西川英佑, 西澤英和: 伝統的な木造鐘楼の振動性状に関する実験的研究 (その 2) 振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp. 131-132, Sep. 2006.
- [1-63] 西岡聡, 森山敏行, 西澤英和: 国宝妙喜庵待庵の実物大モデルの振動台実験ー基礎と柱とを緊結しない形式の伝統木造建築の耐震性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 608 号, pp. 93-100, Oct. 2006.
- [1-64] 村瀬安英, 大田基: 木材の摩擦特性に関する研究 (第一報) 凝着成分と変形成分の寄与, 木材学会誌, Vol. 19, No. 9, pp. 421-425, Sep. 1973.
- [1-65] McKenzie, W. M. and Karpovich, H.: The Frictional Behaviour of Wood, Wood Science and Technology, Vol. 2, pp. 139-152, 1968.

第2章 柔な水平構面を有する伝統構法木造建物の 実大振動台実験

2.1 目的

木造建物を構造的に評価する上で、水平構面は剛であると仮定することが多い。このいわゆる剛床仮定を満足するために床倍率の大きな床仕様が最近では一般的になっているが、一方、伝統構法木造建物では柔な床仕様となっていることが多い。また、現在では柱脚を土台に緊結する仕様が一般的であるが、伝統構法木造建物では柱脚部を土台に固定することなく、足固めを設けて柱脚を礎石等に載せただけの礎石建て(石場建て)構法が多く用いられている。

このような水平構面や柱脚部の仕様が建物の地震応答性状や耐震性能に与える影響を明らかにするため、伝統構法木造建物の実大試験体を製作し、(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いた実験を実施した(図2.1)。実験の目的は以下のようにまとめられる。

- 1) 水平構面を剛、半剛、柔な仕様にするとともに、耐力壁の配置を変えることによって偏心の大きさをパラメータとした試験体を用いて地震時挙動を明らかにする。
- 2) 柱脚を土台に長ほぞ込み栓留めする仕様(土台仕様)と足固めを設けて柱脚部を固定しない仕様(足固め仕様)の2種類の試験体を用いて、柱脚部の仕様が地震時挙動に与える影響を明らかにする。特に、足固め仕様の場合には、柱脚の滑りや浮き上がりなどが地震時挙動に与える影響に注目する。



図 2.1 伝統構法木造建物の実大振動台実験試験体

2.2 概要

2.2.1 試験体仕様

ここでは、試験体の仕様について述べる。試験体は、1 × 3 スパンの平面形状を持つ平屋建て軸組で、柱－横架材接合部には金物を用いない伝統構法によるものである。水平構面の仕様を3種類、柱脚の仕様を2種類の計6体の試験体を製作した。本試験体の水平構面（床構面）は、平屋建ての天井構面に当たる。表 2.1 に示すとおり、柱は 120mm 角とし、試験体に使用する主要な木材には徳島県産スギの自然乾燥材を用いた。柱脚を土台に長ほぞ込み栓留めする仕様の試験体（以下、土台試験体とする）の平面図および立面図を図 2.2 および図 2.3 に、足固めを設けて柱脚部を固定しない仕様の試験体（以下、足固め試験体とする）の平面図および立面図を図 2.4 および図 2.5 に示す。

表 2.1 主要部材の材種と断面寸法

a) 土台仕様試験体

部位	材種	断面寸法mm
通し柱	スギ	120 × 120
管柱	スギ	120 × 120
胴差し	スギ	120 × 270
ささら	スギ	120 × 210
土台	スギ	120 × 120
胴差し雇いほぞ	カシ	24 × 100
込み栓	カシ	18 × 15
車知栓	カシ	6 × 30

b) 足固め仕様試験体

部位	材種	断面寸法mm
通し柱	スギ	120 × 120
管柱	スギ	120 × 120
胴差し	スギ	120 × 270
ささら	スギ	120 × 210
足固め	スギ	120 × 120
大引	スギ	90 × 90
胴差し雇いほぞ	カシ	24 × 100
足固め雇いほぞ	カシ	24 × 60
込み栓	カシ	18 × 15
車知栓	カシ	6 × 30

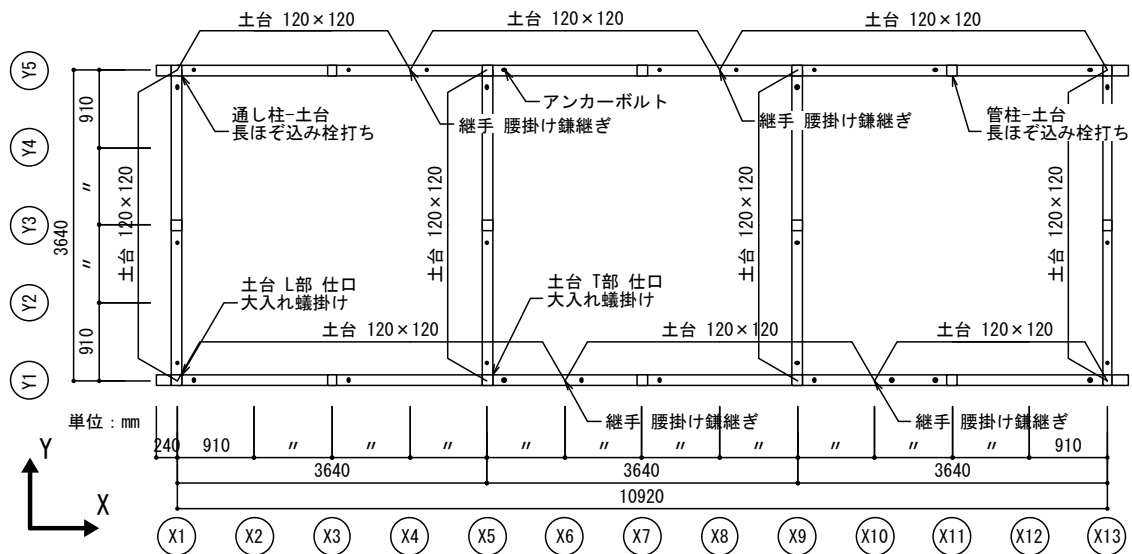
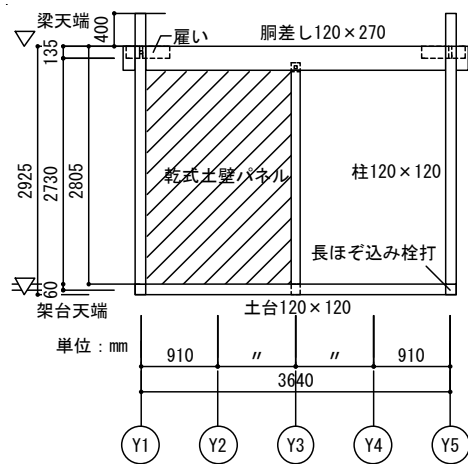
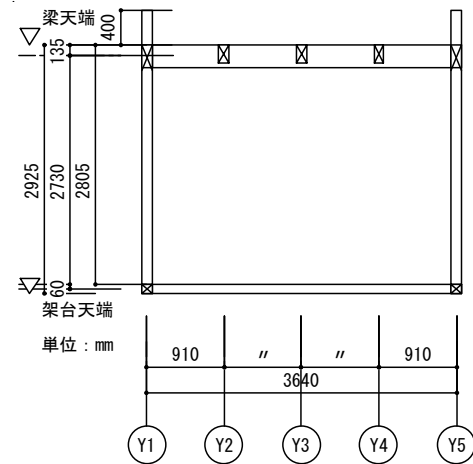


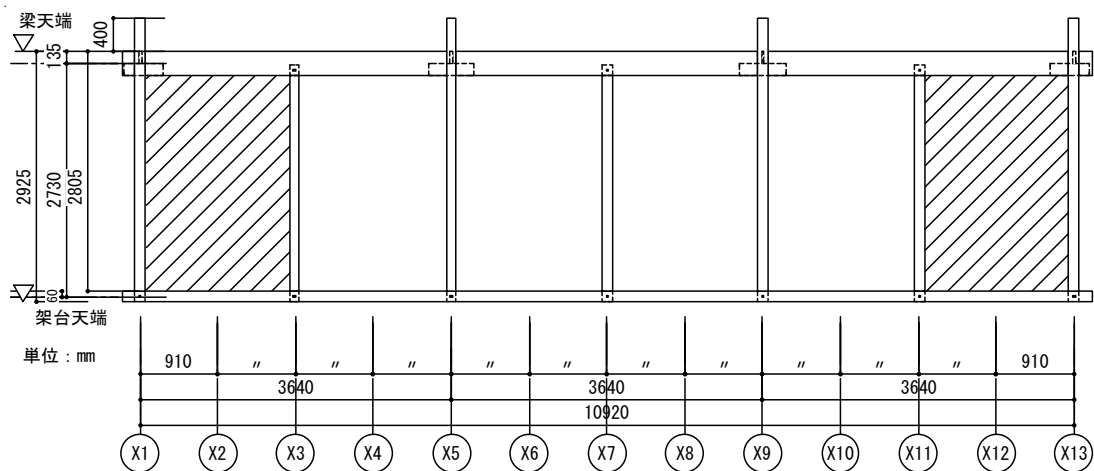
図 2.2 土台試験体平面図



a) X1, X5, X9, X13 構面



b) X3, X7, X11 構面



c) Y1, Y5 構面

図 2.3 土台試験体立面図

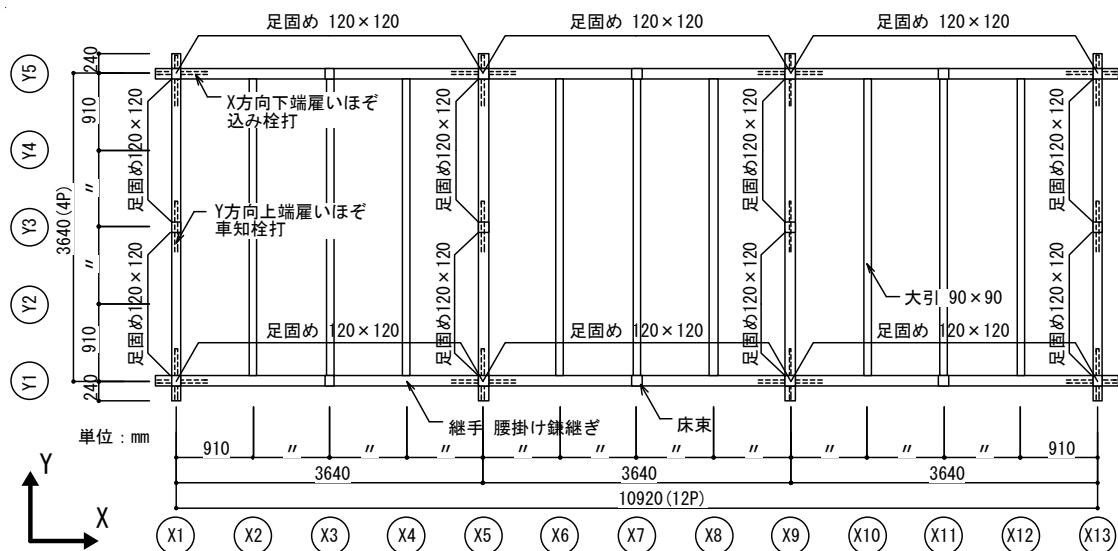
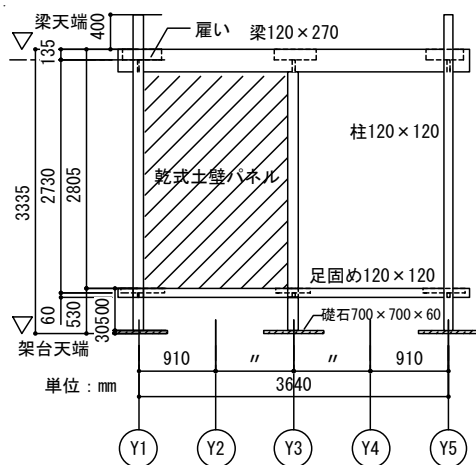
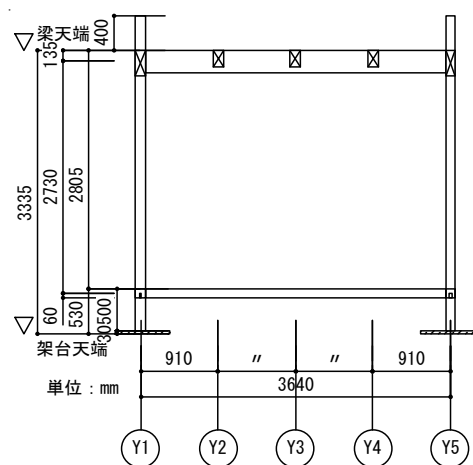


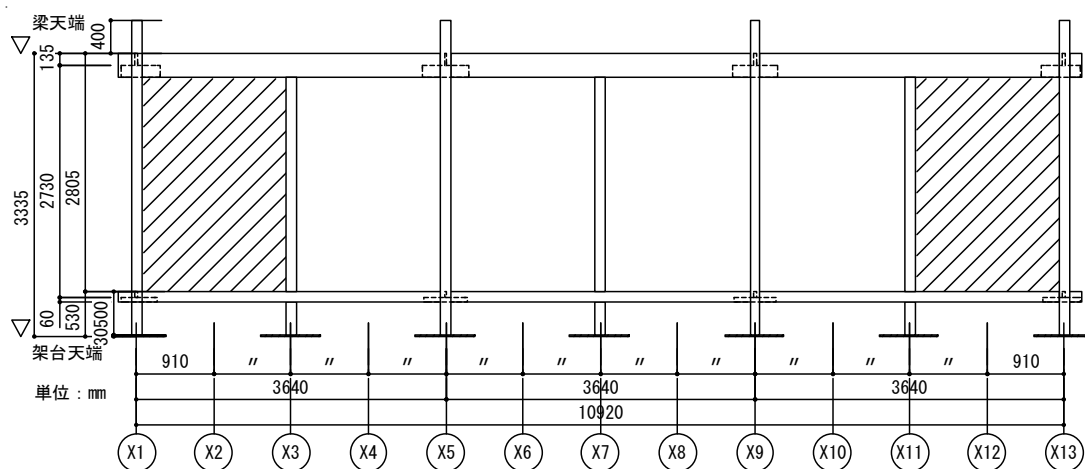
図 2.4 足固め試験体平面図



a) X1, X5, X9, X13 構面



b) X3, X7, X11 構面



c) Y1, Y5 構面

図 2.5 足固め試験体立面図

(1) 柱脚

土台仕様試験体については、土台を実験用架台にアンカーボルトを用いて固定した。土台の継手は腰掛鎌継ぎとした。土台と柱の仕口を図 2.6 に示す。足固め試験体は、振動台上に設置した花崗岩の礎石（700mm 角で厚さ 60mm、びしゃん仕上げ）上にダボなどを設けずに柱を置いた。柱脚部には足固めを X、Y 方向共に設け、柱と足固めの仕口に雇いほぞ接合を用い引張り方向にも拘束力を持たせた。柱と足固めの仕口を図 2.7 に示す。大引は短手方向に 910mm 間隔で架け、足固めと腰掛蟻掛けで接合した。

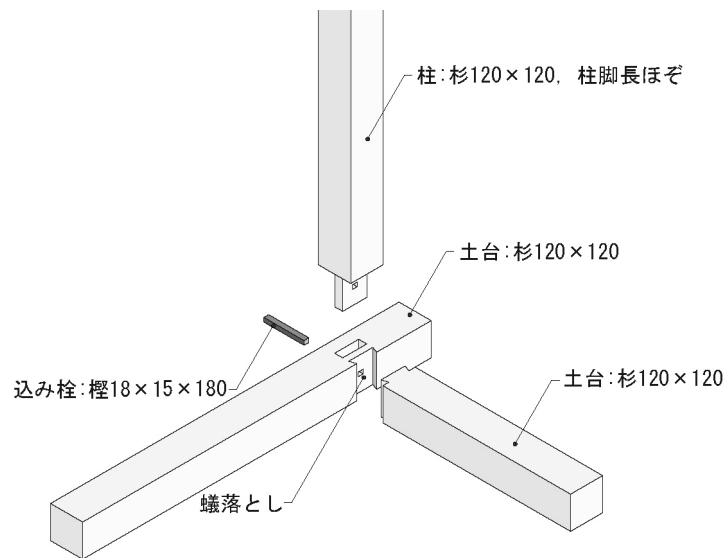


図 2.6 柱と土台の仕口詳細図

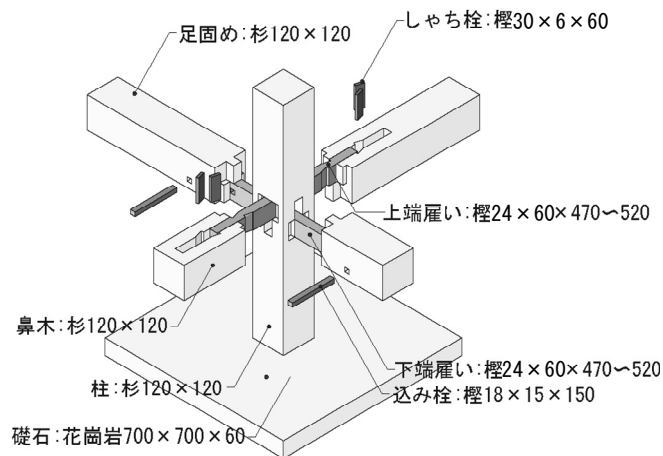


図 2.7 柱と足固めの仕口詳細図

(2) 軸組

柱は X 方向 3,640mm (4P) ごとに、Y 方向 1,820mm (2P) ごとに設けた。胴差しと柱との仕口は雇いほぞ接合を用いた。柱は柱頭に錘を設置するため、胴差しの上端より 400mm 伸ばした。柱と胴差しの仕口を図 2.8 に示す。

雇いほぞは社寺の軸組に使われることが多く、既往の実験によってその変形性能が高いことが確かめられている。使用部位は、両試験体の主要構面を構成する柱と胴差しの仕口および足固め試験体の柱と足固めの仕口である。雇いの大きさは厚さ 30mm、長さは梁せいの約 2 倍、せいは梁せいの 2 分の 1 である。長辺方向は下端雇いほぞ込み栓打ちとし、短辺方向は上端雇いほぞ車知栓打ちとした。柱の中心から 240mm 程度外側に鼻木（雇い受け）を設けている。

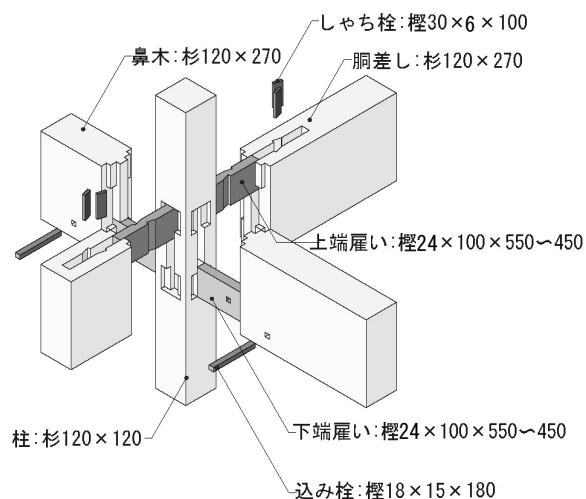


図 2.8 柱と胴差しの仕口詳細図

(3) 耐力壁

耐力壁には短時間に配置の変更が可能な乾式工法による土壁パネル^[2-1]を用いた(図 2.9)。乾式土壁パネルは、1枚あたり長さ 1,800mm、幅 600mm、厚さ 26mm の木小舞下地パルプおよびセメント系固化材混入中塗土パネルである。表 2.2 に土壁パネルの材料諸元を示す。これを栈下地構法で胴差しと土台または足固めとの間に組んだ格子状の受け材(横 45×27mm 縦 60×27mm)に横向きに片面張りした。

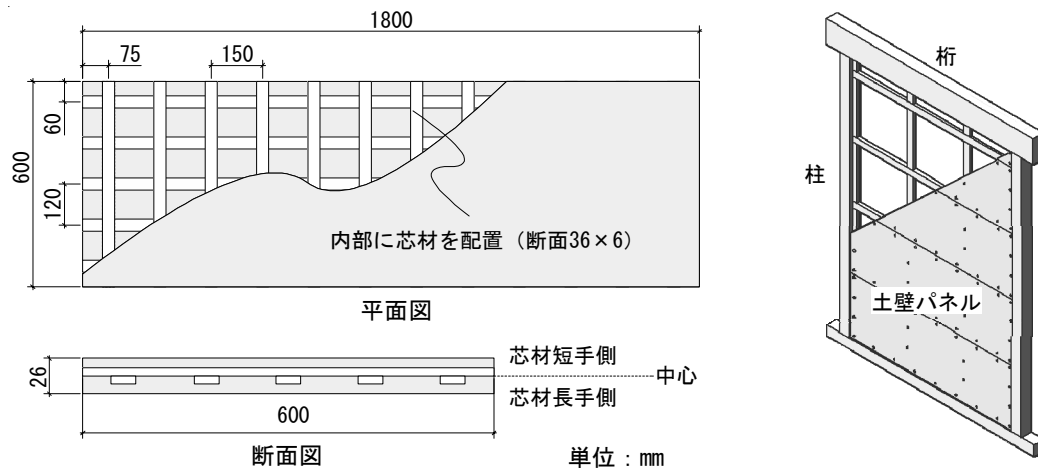
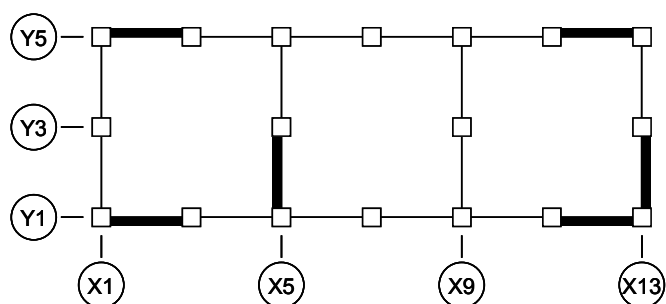


図 2.9 乾式土壁パネルと施工イメージ

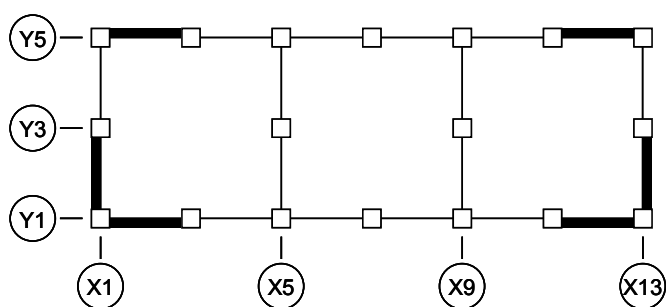
表 2.2 乾式土壁パネルの諸元

パネル形状		長さ:1800mm、1900mm×幅:600mm×厚み:26mm
パネル重量		約171.8N(気乾状態1800mmの場合)
主材	骨 材	深 草 土 (1分2厘/4.54mmふるい)
	硬化材	土混和材(セメント系固化材)
	副材料	古新聞紙(未配達に残紙)
	単 位	絶乾状態:5.4kN/m ³
	重 量	気乾状態:6.4kN/m ³ (含水率:10%)
芯材	材 種	無等級 杉材
	断 面	幅:36mm×厚み:6mm
	配 置	短辺方向:120mm間隔、長辺方向:150mm間隔

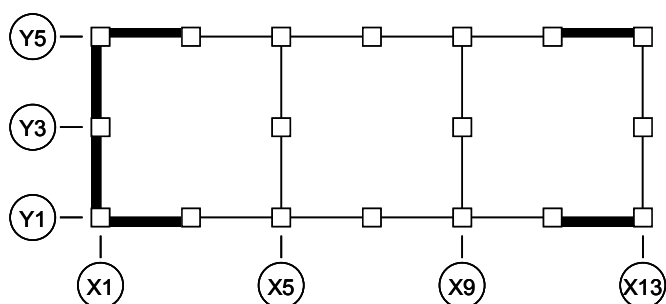
実験では、この乾式土壁パネルの配置を変えることによって偏心をパラメータとした。壁配置を図 2.10 に示す。□が柱、太実線がパネル設置箇所を表す。



a) 壁配置 A



b) 壁配置 B



c) 壁配置 C

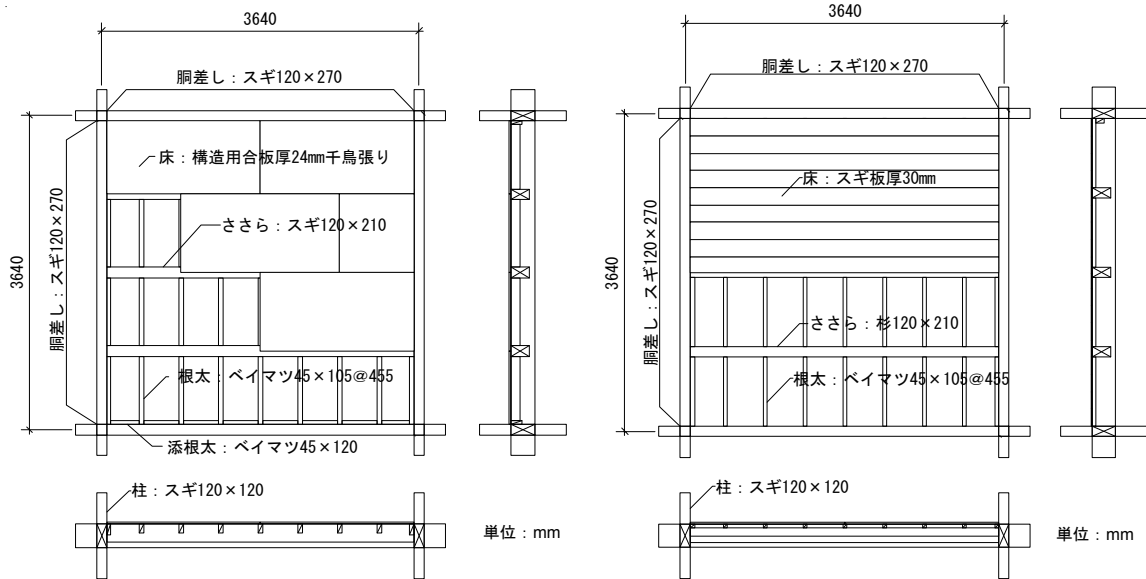
図 2.10 壁配置パターン

(4) 床仕様

床仕様として剛、半剛、柔の 3 種類を製作した。剛床仕様は、住宅金融公庫の仕様に基づき構造用合板及び下地となる根太の施工を行った。半剛床仕様の床板は、徳島県産のスギで規格化された厚さ 30 mm、本実加工が施された製品を用いた。釘は根太上に床板上部面より N90 を各々 3 本打ちとした。柔床仕様は、一般的な伝統木造家屋の畳下地の施工に基づき 15 mm 厚のスギの床板を用い、根太は転ばし根太としている。剛床、半剛床、柔床の各仕様を表 2.3 に、床伏せ図を図 2.11 に示す。

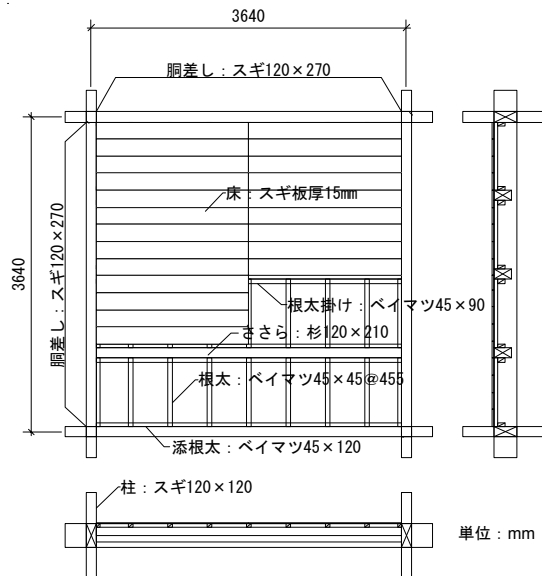
表 2.3 床仕様一覧

剛床仕様			半剛床仕様			柔床仕様		
部位	材種	寸法	部位	材種	寸法	部位	材種	寸法
床板	構造用合板	厚24mm	床板	スギ本実加工	厚30mm	床板	スギ	厚15mm
根太	ベイマツ	45×105mm	根太	スギ	45×105mm	根太	スギ	45×45mm
釘	ささら及び根太上にN75@150		釘	根太上にN90を3本打ち		根太掛け	スギ	45×90mm
						釘	根太上にN75を2本打ち	



a) 剛床仕様

b) 半剛床仕様



c) 柔床仕様

図 2.11 床伏せ図

各床仕様の復元力特性を把握するため、3P×4P サイズの試験体を作成し静的加力実験^[2-2,2-3]を行った（図 2.12）。ここで得られた荷重－変形角関係を 4P×4P サイズに換算した結果を図 2.13 に示す。初期剛性の比較のため、1/100rad 時の割線剛性を図中に示している。剛床仕様を基準とすると、半剛床、柔床はそれぞれ 0.37、0.24 倍の剛性を有していることが分かる。



図 2.12 水平構面の静的加力実験風景

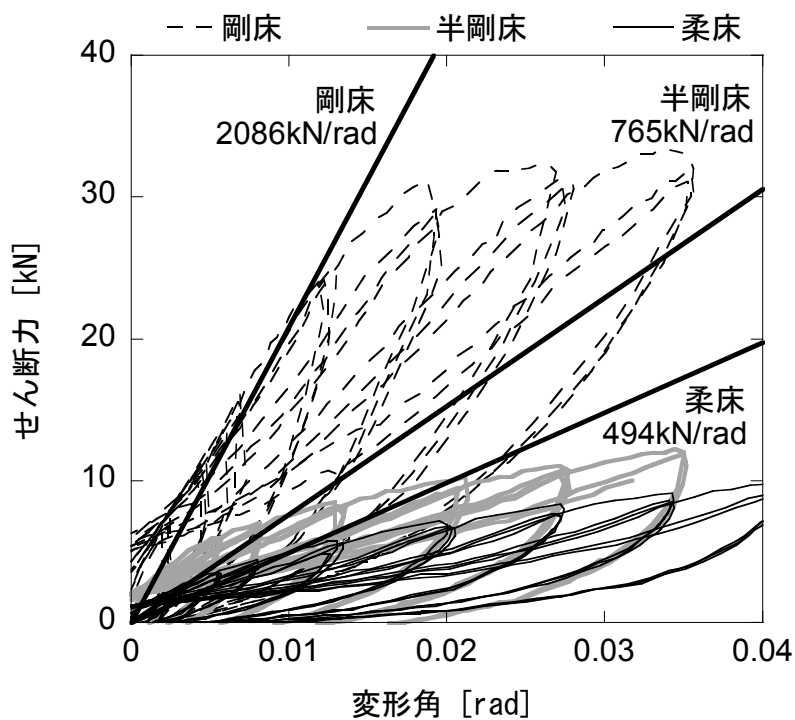


図 2.13 水平構面の荷重－変形角関係

(5) 木材重量

使用木材の加工後にロードセルを用い重量計測を行った。計測方法は、試験体部位ごとに、天井クレーンを用い、クレーンのフックにロードセルを設置し、計測部材を吊り上げ重量を記録した。試験体ごとの重量を表 2.4 に示す。

表 2.4 試験体木材の重量計測結果

a) 土台試験体

土台仕様・剛床				土台仕様・半剛床				土台仕様・柔床			
項目	単位重量 kN	数量	総重量 kN	項目	単位重量 kN	数量	総重量 kN	項目	単位重量 kN	数量	総重量 kN
土台	0.24	10	2.35	土台	0.24	10	2.37	土台	0.23	10	2.27
通し柱	0.21	8	1.69	通し柱	0.21	8	1.68	通し柱	0.20	8	1.60
管柱	0.16	10	1.56	管柱	0.16	10	1.64	管柱	0.15	10	1.51
胴差し	0.46	10	4.60	胴差し	0.45	10	4.47	胴差し	0.43	10	4.34
ササラ	0.41	9	3.65	ササラ	0.42	10	4.23	ササラ	0.39	9	3.48
鼻木	-	-	0.25	鼻木	-	-	0.50	鼻木	-	-	0.30
雇い	-	-	-	雇い	-	-		雇い	-	-	
根太	-	-	3.30	根太	-	-	1.70	根太掛け	-	-	0.90
添え根太	0.11	6	0.65	床板	-	-	4.57	根太	-	-	1.43
合板	-	-	5.78					床板	-	-	2.66
合計			23.83	合計			21.15	合計			18.49

b) 足固め試験体

足固め仕様・剛床				足固め仕様・半剛床				足固め仕様・柔床			
項目	単位重量 kN	数量	総重量 kN	項目	単位重量 kN	数量	総重量 kN	項目	単位重量 kN	数量	総重量 kN
足固め	0.15	14	2.11	足固め	0.15	14	2.14	足固め	0.15	14	2.15
通し柱	0.23	8	1.81	通し柱	0.23	8	1.83	通し柱	0.23	8	1.86
管柱	0.18	10	1.80	管柱	0.18	10	1.77	管柱	0.18	10	1.77
束	0.02	6	0.15	束	0.02	6	0.12	束	0.02	6	0.12
胴差し	0.47	10	4.74	胴差し	0.46	10	4.57	胴差し	0.46	10	4.60
大引	0.13	9	1.20	大引	-	9	-	大引	0.12	9	1.11
ささら	0.37	9	3.31	ささら	0.44	9	3.99	ささら	0.38	9	3.39
足固め鼻木	-	12	-	足固め鼻木	0.01	12	0.12	足固め鼻木	-	12	0.39
鼻木	0.02	12	0.26	鼻木	0.04	12	0.54	鼻木	-	12	
雇い	-	-	-	雇い	-	-	-	雇い	-	-	-
根太	-	-	2.00	根太	-	-	1.72	根太	-	-	0.90
添根太	0.10	6	0.61	床板	-	-	4.58	転ばし根太	-	-	1.51
床板	-	-	5.79					床板	-	-	2.66
合計			23.76	合計			21.37	合計			20.46

(6) 錘

木造軸組建物における、2層以上の壁、軸組、屋根等の固定荷重や積載荷重に相当するものとして、図 2.14 に示す鋼材を使用した錘を設置した。床構面の固定荷重と合わせ、約 2.5kN/m^2 とし^[2-4]、1) 錘の治具が水平構面の剛性に寄与しない、2) 主となる加振方向（短手方向）における各構面の負担重量を同じとすることに留意した。

錘の種類は、桁を介して各柱に荷重を伝達する平鋼錘と、通し柱に直接設置する柱頭錘の 2 種類を用意した。試験体 1 体当たりの錘の各部の重量を表 2.4 に示す。

平鋼錘は、平鋼を重ね合わせた梁状の錘を川の字型に並べ、端部を鋼管で連結し鋼管と軸組の短手桁部分をボルトによって緊結するものである。平鋼と鋼管の接合は、水平構面の変形を拘束しないよう、平鋼の両短部を丸穴と長丸穴として、鋼管に溶接したボルトへの差し込みだけとした。連結桁と鋼管の間には、摩擦抵抗の小さな材料である、テフロンシートを挿入し鋼材間の摩擦力による拘束を避けた（図 2.15、2.16）。

通し柱には、実際の木造建物において通し柱が荷重伝達の主となると予想されること、隅柱は桁の押え込み効果がある管柱に比べて柱の引抜きに対して不利になることを考慮して、平鋼錘から伝達される重量に加えて、直接柱頭に錘を設置した（図 2.17）。

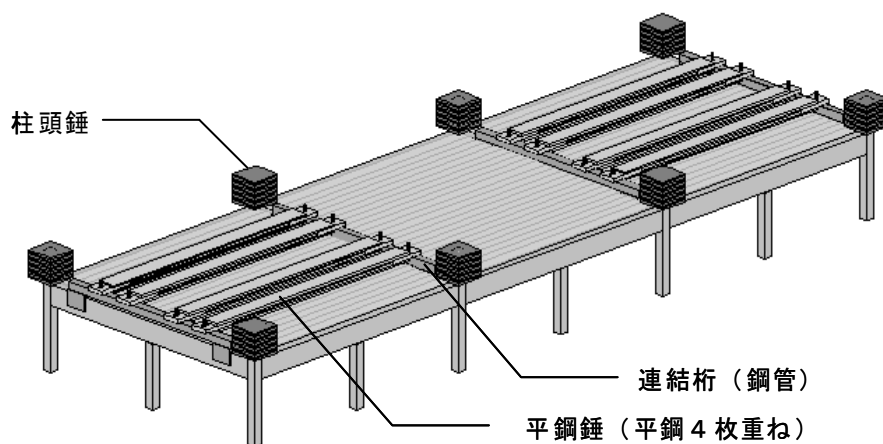


図 2.14 錘の設置状況

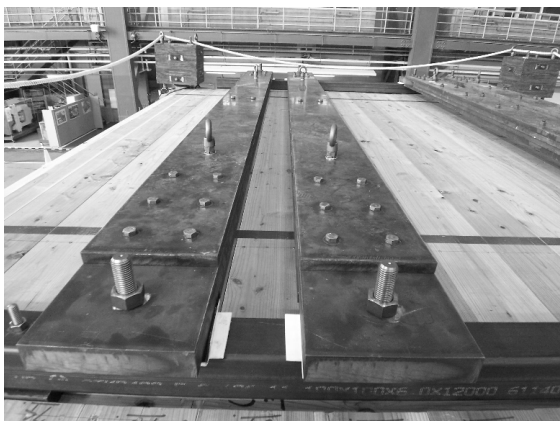


図 2.15 平鋼錘

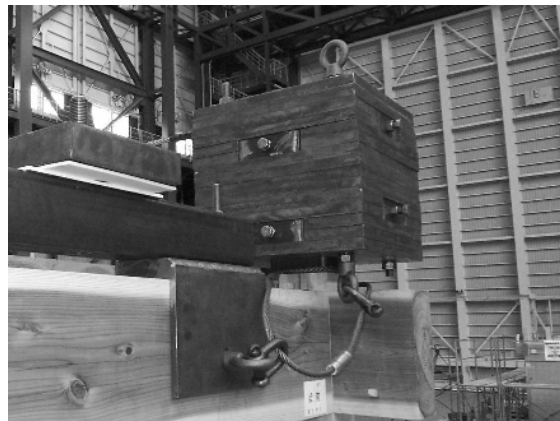


図 2.17 柱頭錘

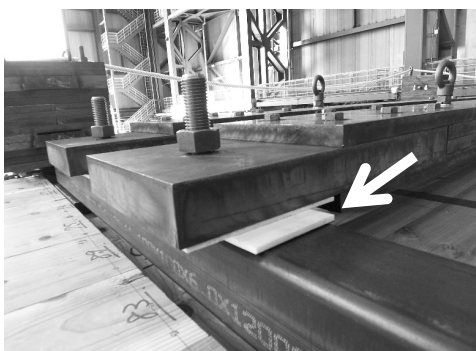


図 2.16 テフロンシート



図 2.18 設置状況

表 2.4 試験体 1 体当たりの錘冶具部材重量

		部材単位重量 [kN]	数量	部材別重量 [kN]
柱頭錘		3.68	8	29.43
平鋼錘	平鋼	6.97	8	55.72
	鋼管(連結桁)	0.50	4	2.01
	スペーサーL型	0.16	4	0.62
	スペーサー平型	0.10	4	0.39
【 合 計 】				88.16

2.2.2 加振および計測計画

(1) 加振計画

振動台実験は2007年1月上旬より約1ヶ月間にわたって実施した。土台試験体と足固め試験体を振動台上に並置して、試験体短手方向（Y方向）を主要な加振方向として加振実験を行った（表2.5）。各壁配置において、最大加速度100、200、300cm/s²の地震波加振を行い、その前後で振動特性を把握するための小加振を行った。

主な入力地震動としては、日本建築センター模擬波（BCJ-L2）を用いた。日本建築センターが公開している元波形（最大加速度356cm/s²、継続時間120秒）のうち0～60秒までの波形について、最大加速度を調節して用いた。振動特性を把握するための小加振には、0.1～20Hzの間でパワースペクトルがほぼ一定となるように調整したホワイトノイズ波を用いた。壁配置Cにおいては大地震による損傷性状を把握するために、1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震波（JMA 神戸波）を3方向入力した。入力波として用いた時刻歴波形を図2.19から図2.21に示す。また、加振実験の実施日ごとの加振波リストを表2.6～表2.8に示す。

表 2.5 加振日程

Stage	柱脚仕様	水平構面仕様	壁配置			日付
			偏心小	偏心無し	偏心大	
1	土台	半剛床	A	B	C	1月13日
	足固め					
2	土台	剛床	A	B	C	1月18日
	足固め					
3	土台	柔床	A	B	C	1月24日
	足固め					

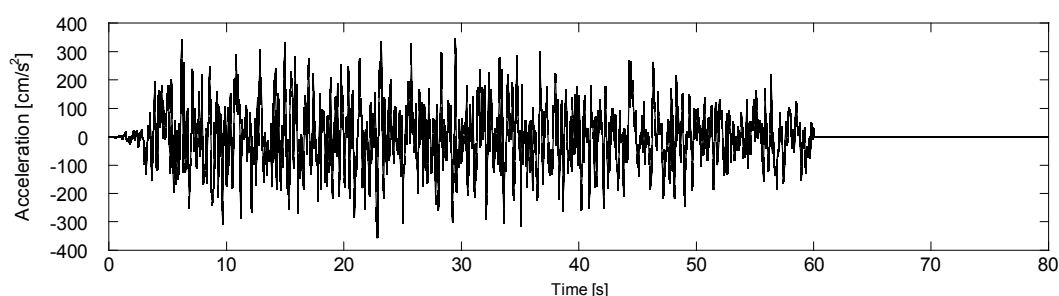


図 2.19 建築センター波（最大加速度 356cm/s²）

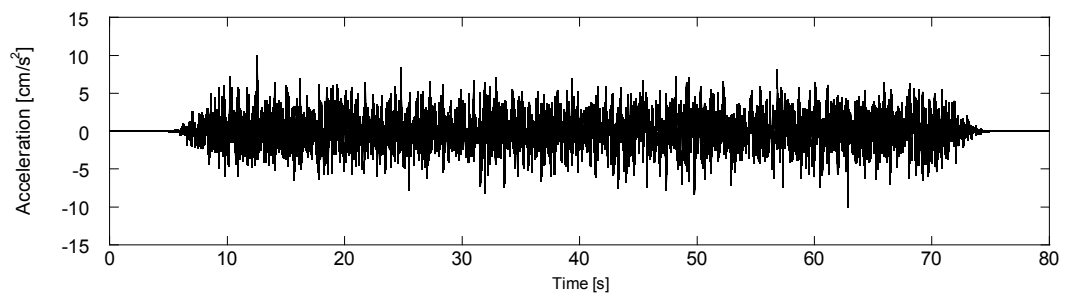
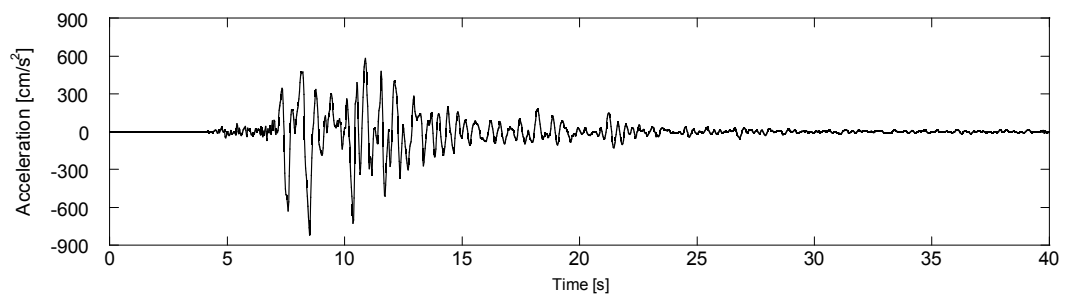
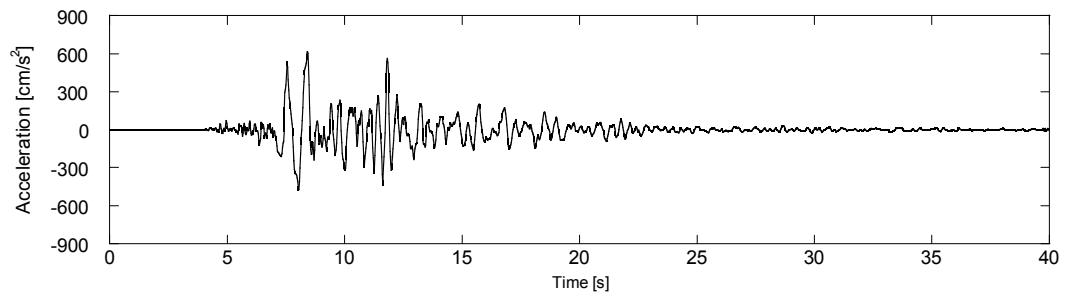


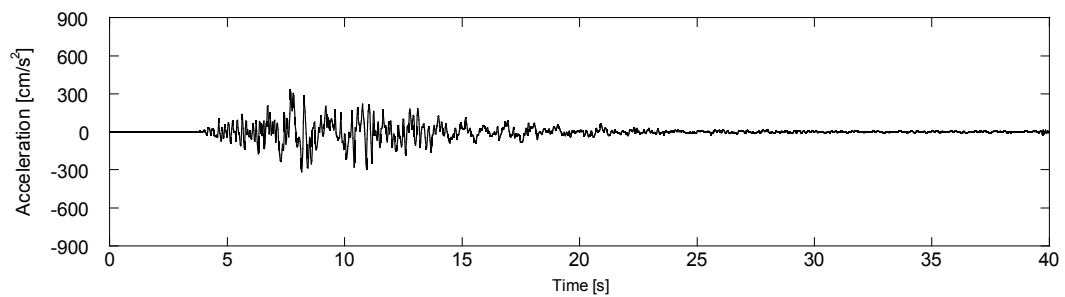
図 2.20 ホワイトノイズ波



a) NS 成分



b) EW 成分



c) UD 成分

図 2.21 JMA 神戸波

表 2.6 加振波リスト (1月13日半剛床仕様)

#	壁配置	実験コード	入力波	最大加速度 [cm/s ²]	入力方向
1	A	1AWX025	ホワイトノイズ波	25	X
2		1AWY025	ホワイトノイズ波	25	Y
3		1ABX100	BCJ-L2波	100	X
4		1ABX200	BCJ-L2波	200	X
5		1ABY100	BCJ-L2波	100	Y
6		1ABY200	BCJ-L2波	200	Y
7		1ABY300	BCJ-L2波	300	Y
8		1AWX+25	ホワイトノイズ波	25	X
9		1AWY+25	ホワイトノイズ波	25	Y
10	B	1BWY025	ホワイトノイズ波	25	Y
11		1BBY100	BCJ-L2波	100	Y
12		1BBY200	BCJ-L2波	200	Y
13		1BBY300	BCJ-L2波	300	Y
14		1BWY+25	ホワイトノイズ波	25	Y
15	C	1CWY025	ホワイトノイズ波	25	Y
16		1CBY100	BCJ-L2波	100	Y
17		1CBY200	BCJ-L2波	200	Y
18		1CBX300	BCJ-L2波	300	X
19		1CBY300	BCJ-L2波	300	Y
20		1CWY+25	ホワイトノイズ波	25	Y
21		1CWX+25	ホワイトノイズ波	25	X
22		1CK3818	JMA神戸波	818(Y)	X, Y, Z

表 2.7 加振波リスト (1月18日剛床仕様)

#	壁配置	実験コード	入力波	最大加速度 [cm/s ²]	入力方向
1	A	2AWX025	ホワイトノイズ波	25	X
2		2AWY025	ホワイトノイズ波	25	Y
3		2ABX100	BCJ-L2波	100	X
4		2ABX200	BCJ-L2波	200	X
5		2ABX300	BCJ-L2波	300	X
6		2ABY100	BCJ-L2波	100	Y
7		2ABY200	BCJ-L2波	200	Y
8		2ABY300	BCJ-L2波	300	Y
9		2AWX+25	ホワイトノイズ波	25	X
10		2AWY+25	ホワイトノイズ波	25	Y
11	B	2BWY025	ホワイトノイズ波	25	Y
12		2BBY100	BCJ-L2波	100	Y
13		2BBY200	BCJ-L2波	200	Y
14		2BBY300	BCJ-L2波	300	Y
15		2BWY+25	ホワイトノイズ波	25	Y
16	C	2CWY025	ホワイトノイズ波	25	Y
17		2CBY100	BCJ-L2波	100	Y
18		2CBY200	BCJ-L2波	200	Y
19		2CBY300	BCJ-L2波	300	Y
20		2CWY+25	ホワイトノイズ波	25	Y
21		2CK818	JMA神戸波	818(Y)	X, Y, Z

表 2.8 加振波リスト（1 月 24 日柔床仕様）

#	壁配置	実験コード	入力波	最大加速度 [cm/s ²]	入力方向
1	A	3AWX025	ホワイトノイズ	25	X
2		3AWY025	ホワイトノイズ	25	Y
3		3ABX100	BCJ-L2波	100	X
4		3ABX200	BCJ-L2波	200	X
5		3ABX300	BCJ-L2波	300	X
6		3ABY100	BCJ-L2波	100	Y
7		3ABY200	BCJ-L2波	200	Y
8		3ABY300	BCJ-L2波	300	Y
9		3AWX+25	ホワイトノイズ	25	X
10		3AWY+25	ホワイトノイズ	25	Y
11	B	3BWY025	ホワイトノイズ	25	X
12		3BBY100	BCJ-L2波	100	Y
13		3BBY200	BCJ-L2波	200	Y
14		3BBY300	BCJ-L2波	300	Y
15		3BWY+25	ホワイトノイズ	25	Y
16	C	3CWY025	ホワイトノイズ	25	Y
17		3CBY100	BCJ-L2波	100	Y
18		3CBY200	BCJ-L2波	200	Y
19		3CBY300	BCJ-L2波	300	Y
20		3CWY+25	ホワイトノイズ	25	Y
21		3CK3818	JMA神戸波	818 (Y)	X, Y, Z

(2) 計測計画

各部の応答加速度、変位、ひずみを計測するため、加速度計、ワイヤー変位計、ひずみゲージ等を設置した。使用計測器の一覧を表 2.9 に示す。

表 2.9 使用計測器一覧

種類		メーカー	型番	計測範囲
加速度	サーボ	トキメック自動建機	TA-25-10-1	$\pm 100\text{m/s}^2$
	ひずみ	共和電業	ASP-5GA, 10GA	$\pm 5, \pm 10$ (G)
変位	レーザー	キーエンス	LK-500	$\pm 250\text{mm}$
	ひずみ	東京測器研究所	DP-500C, 1000C	$\pm 250, \pm 500$ (mm)
			DP-500DS, 1000DS, 2000DS	$\pm 250, \pm 500, \pm 1000$ (mm)
	ロッド式	緑測器	LP-50F, 100F	$\pm 25, \pm 50$ (mm)
ひずみゲージ		東京測器研究所	PFL-10-11	—

通し柱の柱頭付近および足固め試験体では隅柱の足固めレベル、振動台上に加速度計を設置して、各部の応答加速度や層せん断力を計測した。層間変形角および水平構面の変形角は、各構面の対角線にひずみ式ワイヤー変位計を設置して計測した。計測の模式図を図 2.22 に示す。

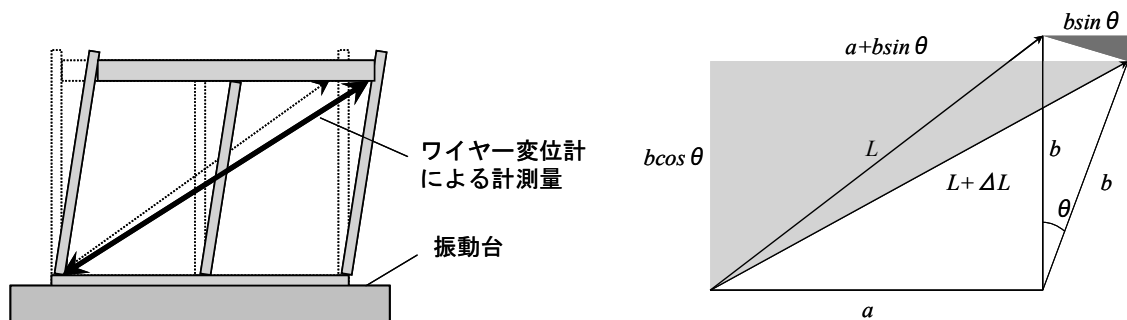


図 2.22 ワイヤ変位計による構面の変形角計測の模式図

計測する構面の見付けの幅 a 、高さ b 、対角線上のワイヤーの初期長さを L とすると、変形角 θ はワイヤー長さの差分 ΔL を用いて次式で表わすことが出来る。

$$\begin{cases} (a + b \sin \theta)^2 + (b \cos \theta)^2 = (L + \Delta L)^2 \\ a^2 + b^2 = L^2 \end{cases} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\Rightarrow \theta = \sin^{-1} \left(\frac{L}{ab} \Delta L + \frac{1}{2ab} \Delta L^2 \right)$$

さらに水平構面の変形角については、構面の四隅に設置したロッド式変位計でも計測を行った。柱脚の滑りによる移動量は、礎石天端から 100～200mm 程度の高さにおいて、レーザー変位計を用いて計測した。また、接合部付近の曲げモーメントや柱軸力を算出するため、ひずみゲージによって柱の縁ひずみを計測した。ひずみゲージは各通し柱について、胴差しおよび足固めの下端から 200mm 下に貼付した。

計測チャンネル数は、土台仕様試験体で 125 点、足固め仕様試験体で 157 点である。加振開始と同時に計測を始め、サンプリング周波数 200Hz、計測時間 92 秒で収録した。

2.3 ホワイトノイズ波加振における振動特性

2.3.1 地震波加振前の振動特性

地震波加振前において最大入力加速度を 25cm/s^2 としてホワイトノイズ波加振を行った。試験体短手方向と長手方向それぞれについて1方向加振とした。計測データから、振動台上の加速度に対する柱頭の応答加速度のフーリエスペクトル比、位相差、コヒーレンスを算出した^[2-5]。このとき、Parzen ウィンドウを用いてスペクトルの平滑化を行い、バンド幅を $0.1\sim 0.2\text{Hz}$ 程度で調節しながら分析を行った。ホワイトノイズ波加振における鉛直構面の最大応答変形角は最も大きい場合で $1/700\text{rad}$ 程度であった。

算出したフーリエスペクトル比からピークが現れている振動数について位相差とコヒーレンスを確認しながら卓越振動数を読み取った（表 2.10）。短手方向では複数のピークが見られ、長手方向ではほぼ1次モードのみであった。土台試験体と足固め試験体を比較すると、足固め試験体の方がやや卓越振動数が低い傾向が見られる。柱－足固め接合部の回転剛性と足固め下の柱の曲げ剛性が影響していると考えられる。また、短手方向の1次については水平構面の剛性が低くなるにつれて卓越振動数も低くなる傾向が見られる。

表 2.10 ホワイトノイズ波加振における卓越振動数（地震波加振前）

試験体			卓越振動数Hz			試験体			卓越振動数Hz		
			短手方向		長手方向				短手方向		長手方向
			1次	2次	1次				1次	2次	1次
土台	剛床	A	2.49	3.84	3.82	足固め	剛床	A	2.24	3.46	3.16
		B	2.19	3.92	-			B	2.21	3.46	-
		C	1.12	4.99	-			C	1.07	3.94	-
	半剛床	A	2.39	3.71	3.64		半剛床	A	2.14	3.38	3.00
		B	2.16	3.89	-			B	2.11	3.59	-
		C	1.20	4.99	-			C	1.09	3.79	-
	柔床	A	2.09	3.05	3.89		柔床	A	2.01	2.82	3.18
		B	1.83	5.47	-			B	2.01	5.11	-
		C	1.02	2.49	-			C	1.08	2.65	-

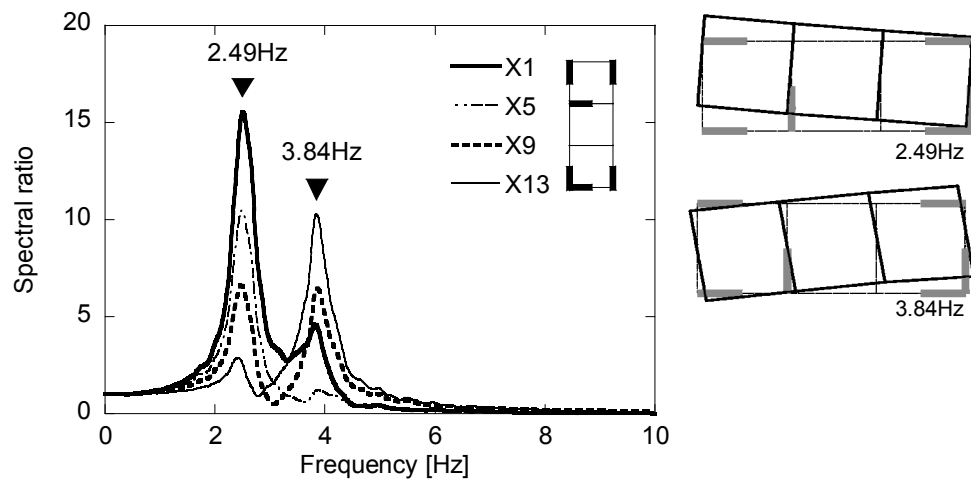
土台試験体のホワイトノイズ波短手方向加振における、フーリエスペクトル比と位相差の正負から求めた振動モードをフーリエスペクトル比と合わせて壁配置ごとに図 2.23～2.25 に示す。なお、これらのモード図はスペクトル比の振幅を比例的にプロットして描いているため、振幅の相対的な大小関係は保たれている。また、足固め試験体の振動モードについては、卓越振動数にやや違いがあるものの、土台試験体と同様の傾向を示したため、ここでは割愛する。

図 2.23 の壁配置 A の場合、剛床と半剛床仕様は同様のモード形状を示し、1 次の並進モードでは X1 構面の振幅が最も大きく、各構面の振幅が直線的に分布している。2 次モードも各構面の振幅が直線的なねじれモードとなっている。一方、柔床仕様では 1 次の並進モードで X5 構面が折れ曲がるような形状を示し、2 次、3 次は単純なねじれモードではなく、それぞれ X9 構面、X5 と X9 構面が折れ曲がるようなモード形状を示している。また、剛床と半剛床仕様では 2 次の卓越振動数が長手方向の卓越振動数に近接しているのに対して、柔床仕様では長手方向の卓越振動数付近でピークが見られない。

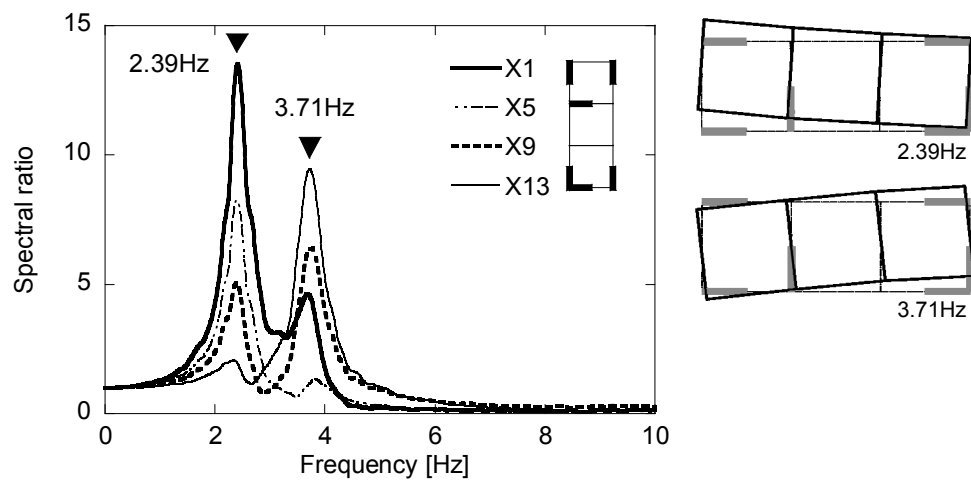
図 2.24 の壁配置 B の場合、柔床仕様では 1 次の並進モードでは壁の無い X5、X9 構面の振幅が大きくなる形状を示し、2 次の並進モードでは X1、X13 構面の振幅が大きくなる形状を示している。剛床と半剛床仕様では、壁配置 A で地震波加振を行った後実験の都合上、X13 構面の土壁パネルを再利用した。壁配置 B での加振前にすでに $1/50\text{rad}$ 程度の変形角を経験しており、初期剛性が低下していたためにモード形状が対称的にならず、ねじれモードが現れていると考えられる。

図 2.25 の壁配置 C の場合、いずれの床仕様でも 1 次の並進モードは X13 構面の振幅が最も大きく、各構面の振幅が直線的に分布する形状を示している。2 次モードについては剛床と半剛床仕様はよく似た形状を示しているが、スペクトル比の振幅が半剛床の方が小さくなっている。柔床仕様の 2 次、3 次モードは、剛床と半剛床仕様とは異なる傾向を示している。

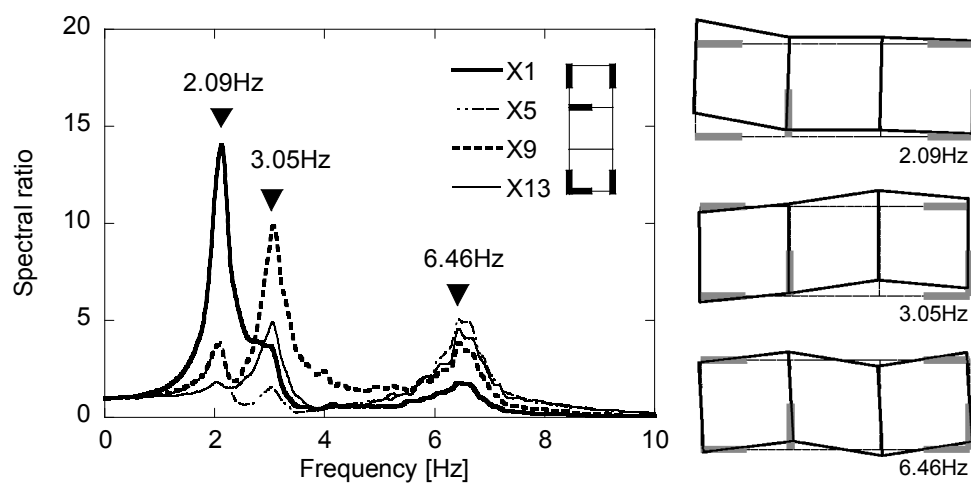
以上の検討より、ホワイトノイズ波加振による応答レベルにおいては、剛床仕様と半剛床仕様では振動特性に大きな違いは見られないことが分かった。また、柔床仕様では、特に 2 次、3 次の振動モードで他の床仕様と異なる性状を示した。



a) 剛床仕様

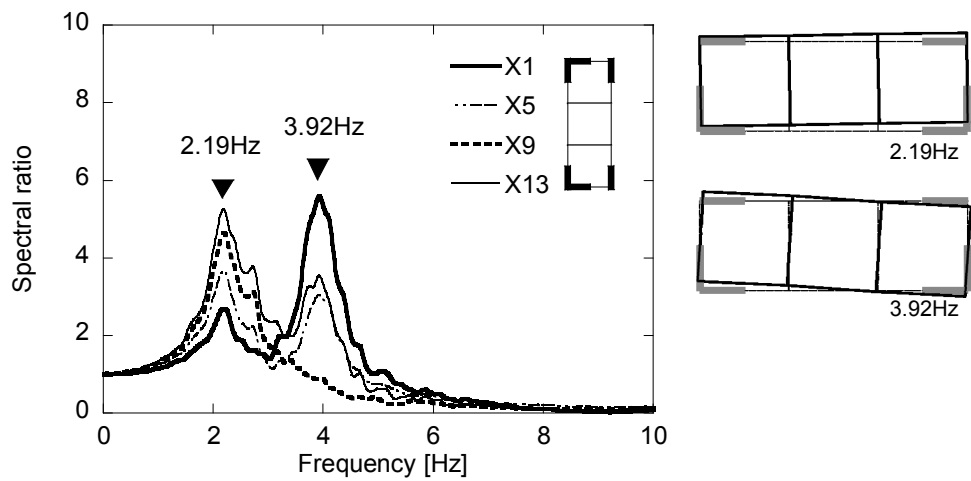


b) 半剛床仕様

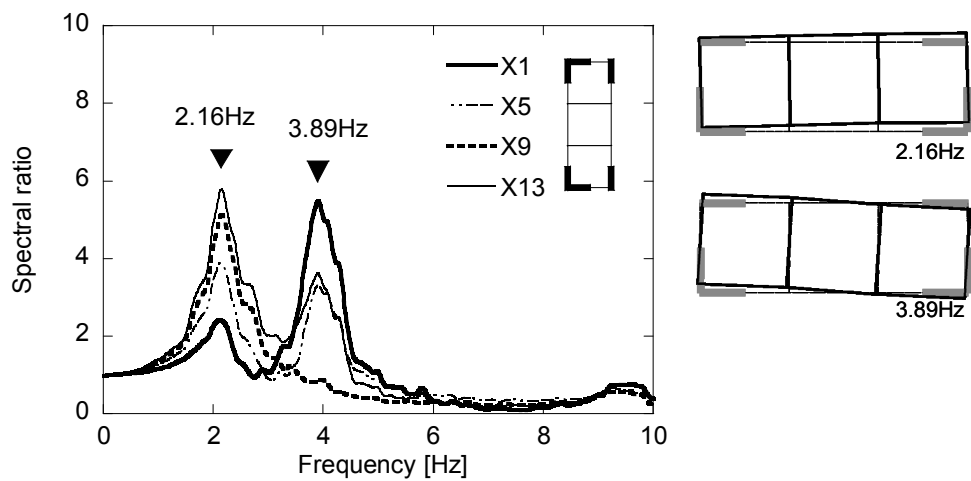


c) 柔床仕様

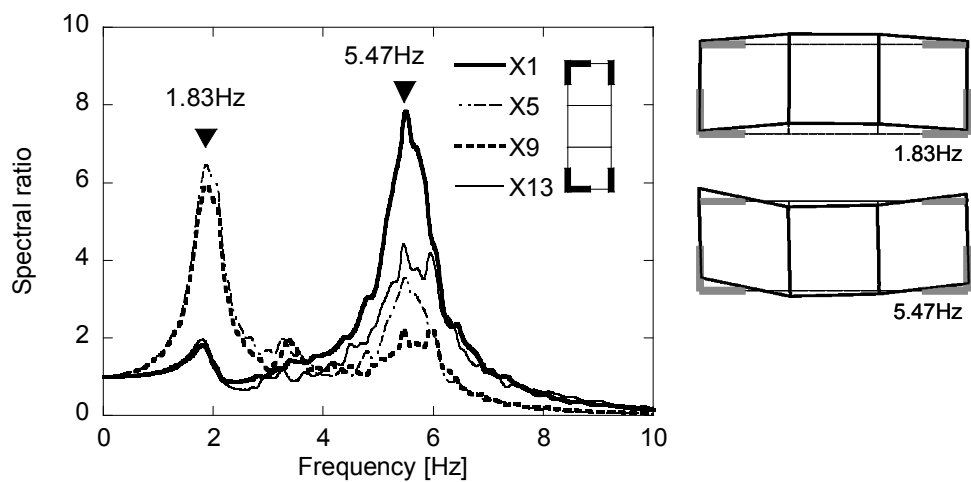
図 2.23 土台試験体・壁配置 A のフーリエスペクトル比と振動モード



a) 剛床仕様

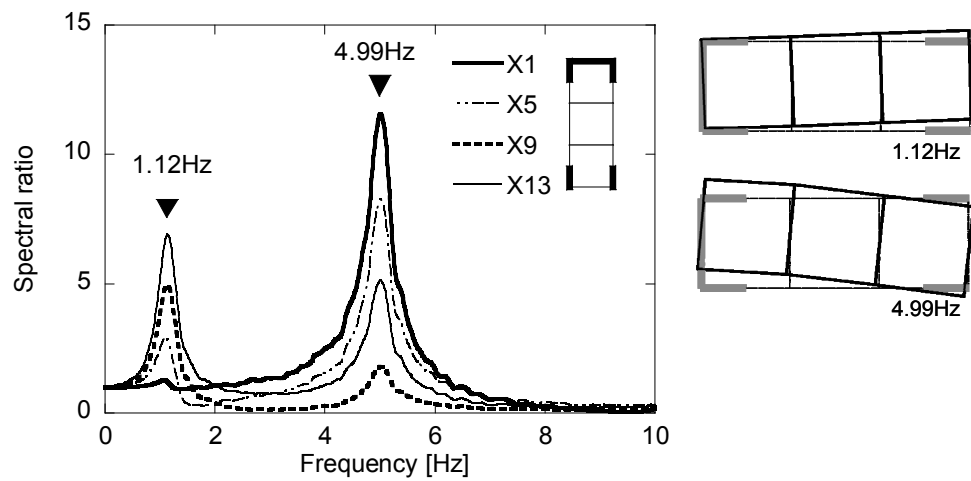


b) 半剛床仕様

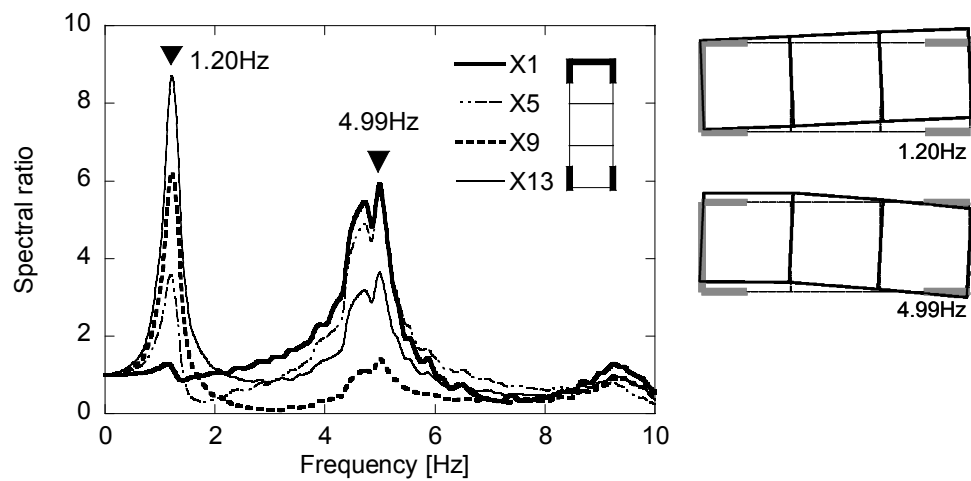


c) 柔床仕様

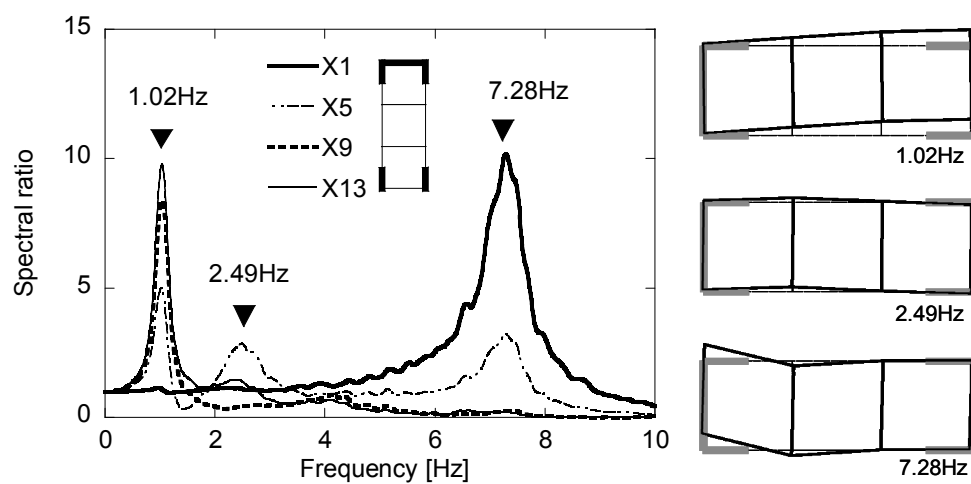
図 2.24 土台試験体・壁配置 B のフーリエスペクトル比と振動モード



a) 剛床仕様



b) 半剛床仕様



c) 柔床仕様

図 2.25 土台試験体・壁配置 C のフーリエスペクトル比と振動モード

2.3.2 地震波加振後の振動特性

BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振後にも同様にホワイトノイズ波 25cm/s^2 加振を行い、地震波加振後の振動特性の変化について調べた。前項と同様にして、振動台上の加速度に対する柱頭の応答加速度のフーリエスペクトル比などを算出した。加振前後のフーリエスペクトル比の比較の一例を図 2.26 に示す。土台試験体（柔床仕様）・壁配置 A の短手方向加振のときの結果である。加振後は各次卓越振動数が低下し、スペクトル比の振幅が小さくなっていることが分かる。各構面のスペクトル比の振幅の大小関係や各次モード形状は、傾向としては加振前後であまり変化が見られなかった。読み取った卓越振動数を表 2.11 に示す。括弧内の数値は加振前の卓越振動数に対する比率である。いずれの場合でも、試験体が長周期化していることが分かる。

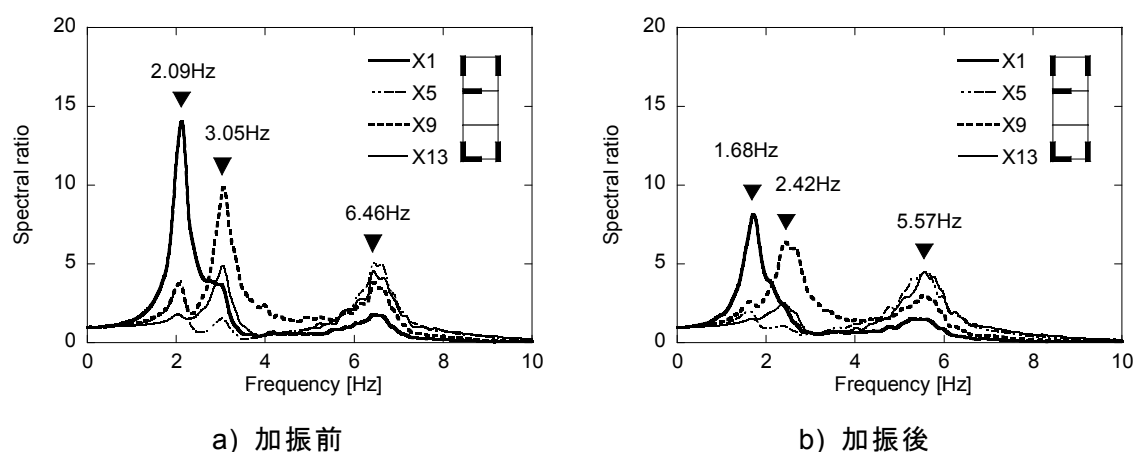


図 2.26 土台試験体（柔床）・壁配置 A の地震波加振前後のフーリエスペクトル比

表 2.11 地震波加振後のホワイトノイズ波加振における卓越振動数

試験体			卓越振動数Hz			試験体			卓越振動数Hz		
			短手方向		長手方向				短手方向		長手方向
			1 次	2 次	1 次				1 次	2 次	1 次
土台	剛床	A	1.73 (0.69)	3.08 (0.80)	3.05 (0.80)	足固め	剛床	A	1.45 (0.65)	2.80 (0.81)	2.70 (0.85)
		B	1.40 (0.64)	3.41 (0.87)	-			B	1.76 (0.80)	3.10 (0.90)	-
		C	1.02 (0.91)	4.76 (0.95)	-			C	0.98 (0.92)	3.59 (0.91)	-
	半剛床	A	1.70 (0.71)	2.82 (0.76)	3.26 (0.90)		半剛床	A	1.45 (0.68)	2.76 (0.82)	2.77 (0.92)
		B	1.68 (0.78)	3.56 (0.92)	-			B	1.76 (0.83)	2.80 (0.78)	-
		C	0.97 (0.81)	4.55 (0.91)	-			C	0.94 (0.86)	3.77 (0.99)	-
	柔床	A	1.68 (0.80)	2.42 (0.79)	3.41 (0.88)		柔床	A	1.68 (0.84)	2.40 (0.85)	2.82 (0.89)
		B	1.68 (0.92)	5.14 (0.94)	-			B	1.73 (0.86)	4.48 (0.88)	-
		C	0.85 (0.83)	2.26 (0.91)	-			C	0.89 (0.82)	2.44 (0.92)	-

上述の卓越振動数の変化は、地震波加振で何らかの損傷が生じ剛性が低下したためと考えられる。そこで、地震波加振による損傷程度と最大応答変形角に相関があるとして、経験最大応答変形角と短手方向 1 次卓越振動数の変化率の関係を図 2.27 に示す。ただし、縦軸は加振前の 1 次卓越振動数 f_0 に対する加振後の 1 次卓越振動数 f の比の 2 乗、横軸は土壁パネルが取り付けられている構面の最大経験変形角の平均値である。図より、最大経験変形角と卓越振動数の変化率の間にはある程度相関が見られる。また、地震波加振において各構面の変形角は大きく異なっており、それらの平均値あるいは最大値を横軸にとって比較すると卓越振動数の変化率との相関は悪くなる。したがって、土壁パネルの損傷による剛性の低下が卓越振動数の低下に影響を及ぼしていると考えられる。長手方向についても同様に、経験最大応答変形角と 1 次卓越振動数の変化率の関係を図 2.28 に示す。長手方向ではサンプル数が少ないものの、短手方向よりもよい相関を示している。長手方向では対称な壁配置となっているため、床仕様の違いによる影響が小さく、土壁パネルを含む鉛直構面の特性が抽出されていると考えられる。

最後に、地震波加振時の最大応答変形角と 1 次卓越振動数の変化率の関係を図 2.29 に示す。BCJ-L2 波 100、200、300cm/s² を短手方向に入力したときの結果である。また、横軸は土壁パネルが取り付けられている構面の最大経験変形角の平均値である。木造建物では応答振幅に対応して卓越振動数が経時変化する振幅依存性があるとされているが、ここでは全体的な傾向を見るため継続時間全体のフーリエスペクトル比から 1 次卓越振動数を求めた。最大変形角が大きくなるにつれて卓越振動数が低下していることが分かる。

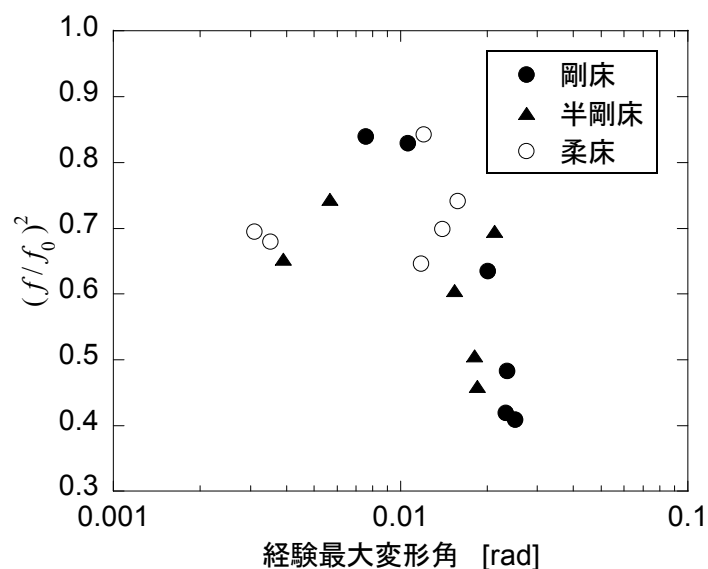


図 2.27 経験最大応答変形角と短手方向 1 次卓越振動数の変化率の関係

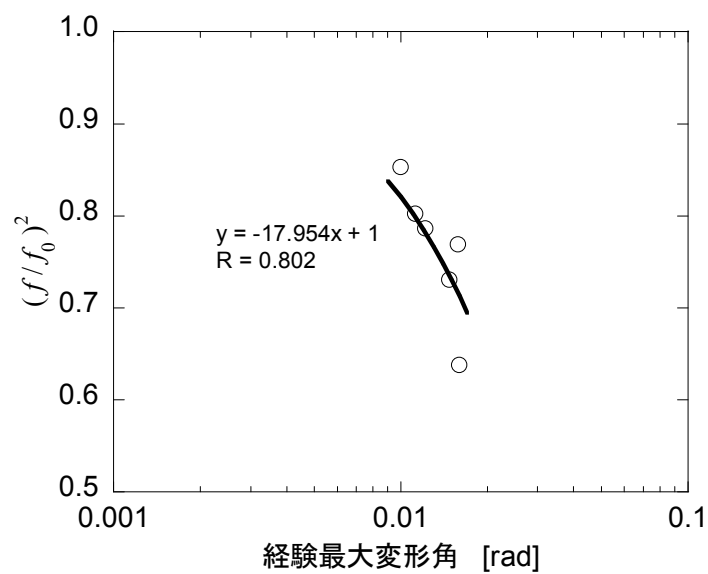


図 2.28 経験最大応答変形角と長手方向 1 次卓越振動数の変化率の関係

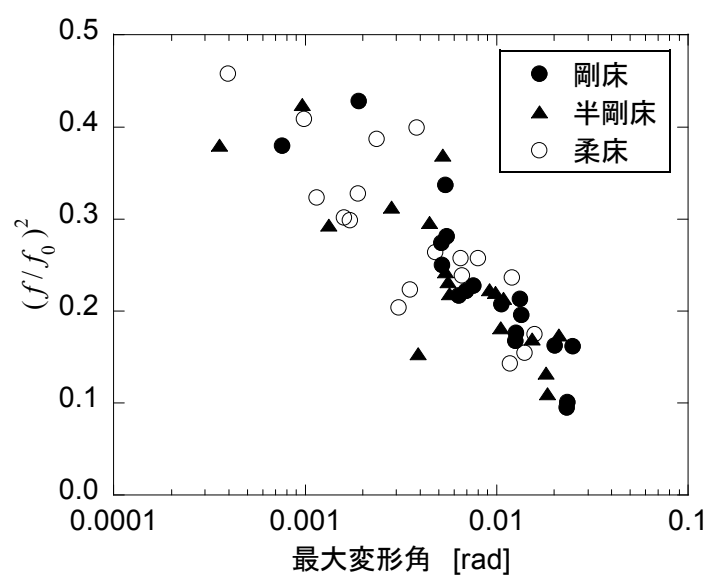


図 2.29 地震波加振における最大応答変形角と
短手方向 1 次卓越振動数の変化率の関係

2.4 地震波加振における応答性状

2.4.1 最大応答変形角分布

BCJ-L2 波 300cm/s^2 を短手方向に加振した時の土台および足固め試験体主要構面の最大応答変形角を壁配置ごとに図 2.30、2.31 に示す。ただし、横軸は試験体の主要構面である。

壁配置 A では、いずれの床仕様でも X1 構面の応答が最も大きくなっているが、剛床の場合、各構面の応答が直線的に分布しているのに対して、半剛床、柔床の場合、土壁パネルを設置していない X9 構面の応答も大きくなり X5 や X13 構面では剛床の場合よりも応答が小さくなっている。最大応答を示した X1 構面のみを比べると床仕様によらず同程度の応答になっている。

壁配置 B では、半剛床、柔床の場合、土壁パネルを設置していない X5 および X9 構面の応答が大きくなっていることが分かる。壁配置の対称性から、X13 構面では X1 構面とほぼ同等の応答変形角が予想されるが、剛床、半剛床の場合、X13 構面の方がやや応答が大きくなっている。これは、壁配置 A から B への変更時、X5 構面の乾式土壁パネルを撤去し X1 構面に新設したが、X13 構面の壁については、剛床および半剛床試験体の場合は壁配置 A のときのまま再利用し、柔床試験体の場合には新品に取り替えたためである。したがって、単純には比較出来ないが、建物全体の最大応答変形角としては、柔床の場合が最も大きくなると推察される。

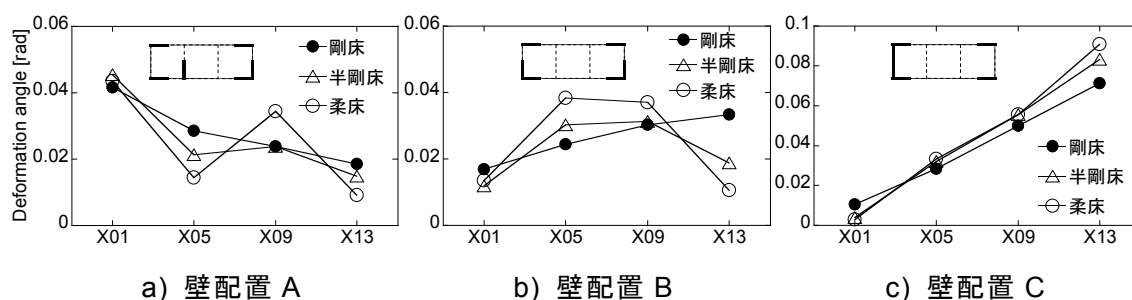


図 2.30 BCJ-L2 波 300cm/s^2 短手方向加振時の土台試験体の最大応答変形角

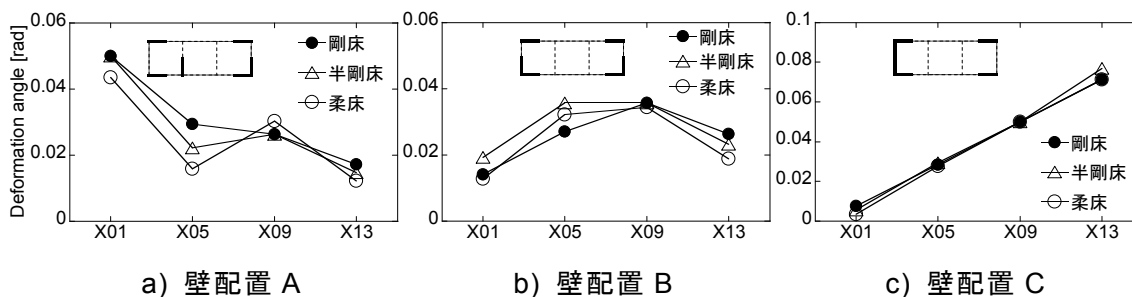


図 2.31 BCJ-L2 波 300cm/s^2 短手方向加振時の足固め試験体の最大応答変形角

壁配置 C では、最大応答の分布はいずれの床仕様でもほぼ同じで、X13 構面が最も大きく、直線的な分布になっている。X13 構面の応答は、柔床、半剛床、剛床の順にやや大きくなっている。

次に、入力加速度と最大応答変形角の分布の関係について分析する。BCJ-L2 波 100cm/s^2 、 200cm/s^2 、 300cm/s^2 を短手方向に加振した時の主要構面の最大応答変形角について、入力加速度を横軸にとって図 2.32～2.37 に示す。壁配置 A の場合、X1 構面と X13 構面を比べると、 300cm/s^2 加振で X1 構面の応答の X13 構面に対する比率が大きくなっている。剛床の場合には、X5 や X9 構面の応答の X13 構面に対する比率も大きくなっていることから、ねじれ振動の成分が多くなったと考えられる。一方、半剛床、柔床の場合には、X5 構面の応答の比率はあまり変わっていないように見えることから X1-X5 構面間の水平構面の変形量が大きくなったと考えられる。壁配置 B の場合、前述のとおり剛床と半剛床では X13 構面が加振前に変形を経験しており比較は難しい。壁配置 C の場合には、剛床では入力加速度が大きくなると各構面の応答が比例的に増大しているが、半剛床、柔床では X13 構面の応答はほとんど大きくなりず X1、X5、X9 構面の応答が増大している。

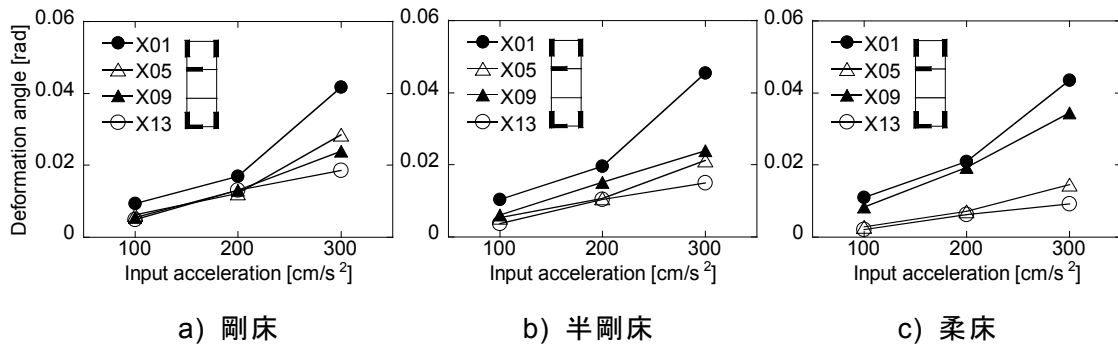


図 2.32 BCJ-L2 波短手方向加振時の土台試験体（壁配置 A）の最大応答変形角

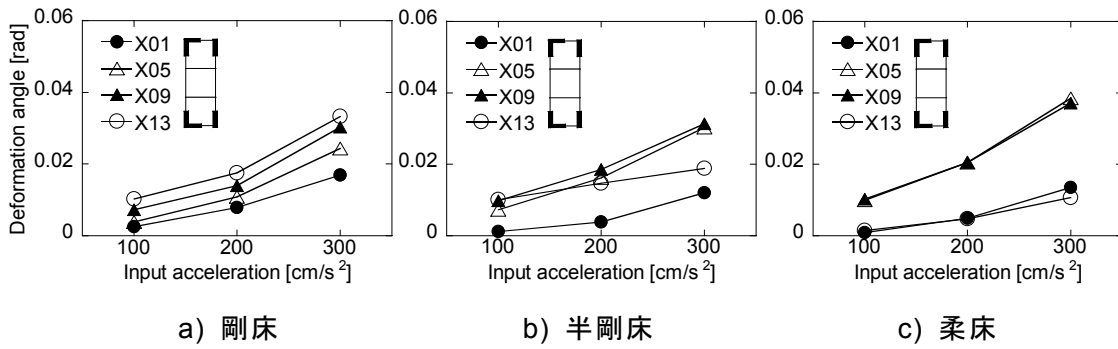


図 2.33 BCJ-L2 波短手方向加振時の土台試験体（壁配置 B）の最大応答変形角

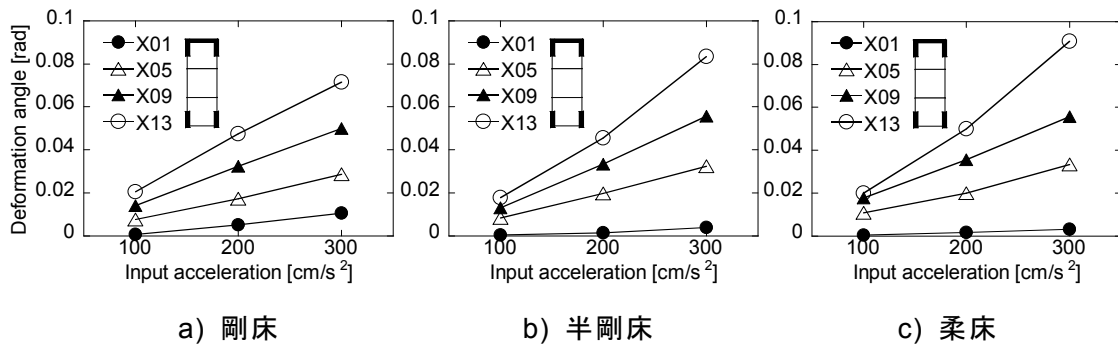


図 2.34 BCJ-L2 波短手方向加振時の土台試験体（壁配置 C）の最大応答変形角

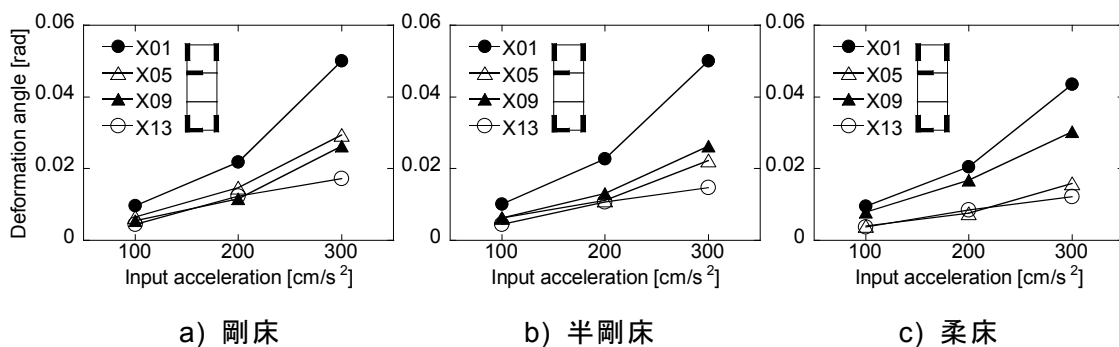


図 2.35 BCJ-L2 波短手方向加振時の足固め試験体（壁配置 A）の最大応答変形角

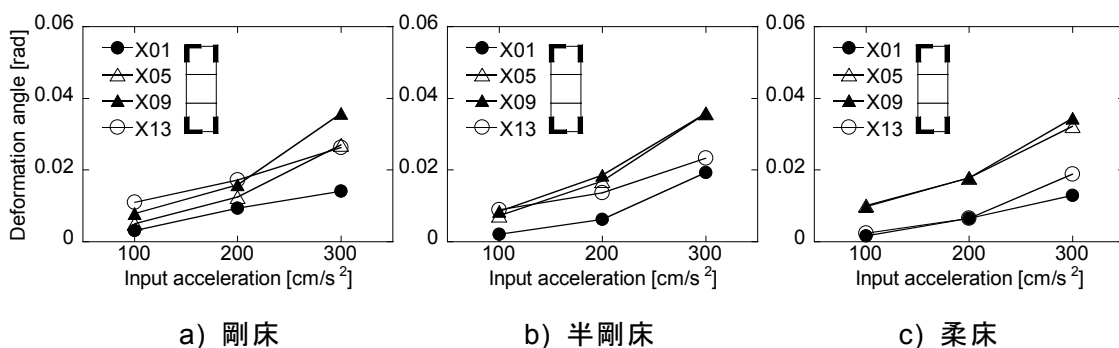


図 2.36 BCJ-L2 波短手方向加振時の足固め試験体（壁配置 B）の最大応答変形角

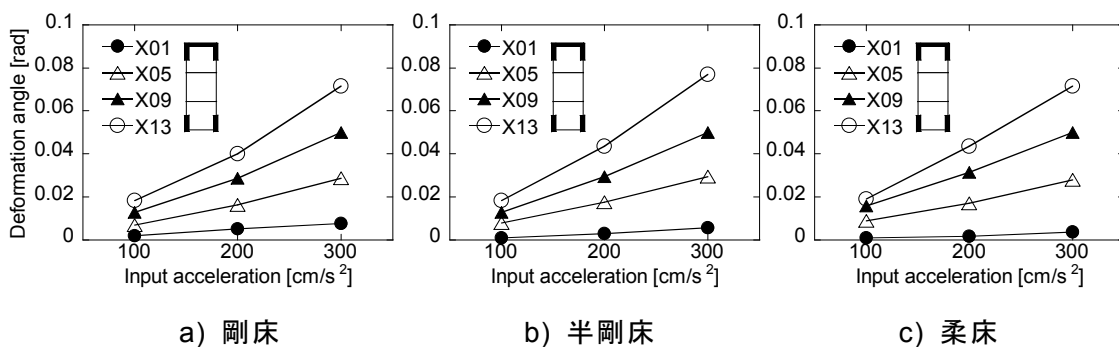


図 2.37 BCJ-L2 波短手方向加振時の足固め試験体（壁配置 C）の最大応答変形角

建築物の耐震設計では重要建築物でない場合、簡単のため水平構面については剛床を仮定することが多い。ここでは剛床を仮定したときの応答と振動台実験の応答を比較するため、試験体を1質点系に置換したモデルを用いた限界耐力計算^[2-6]による応答値を、剛床を仮定したときの応答として考える。試験体の耐震要素は乾式土壁パネルと柱ほぞとし、それぞれ既往の実験値を参考にして復元力モデルを設定した。乾式土壁パネル2Pの復元力特性を図2.38に、柱ほぞ+込み栓の復元力特性を図2.39に示す。入力地震動は、BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時に振動台上で計測した加速度波形の応答スペクトルを用いた（図2.40）。

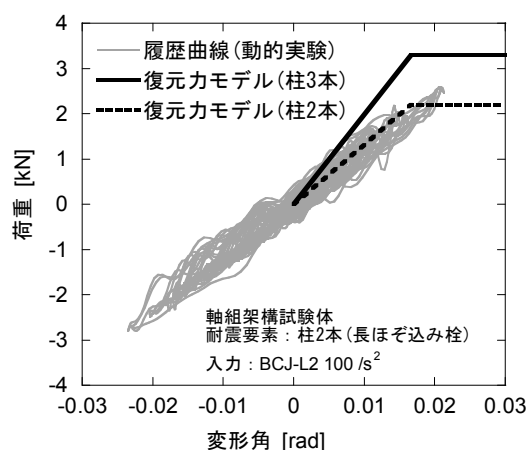
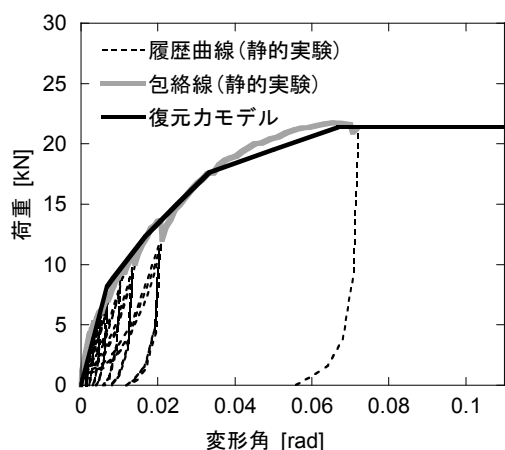


図 2.38 乾式土壁パネル 2P の復元力特性 図 2.39 柱ほぞ+込み栓の復元力特性

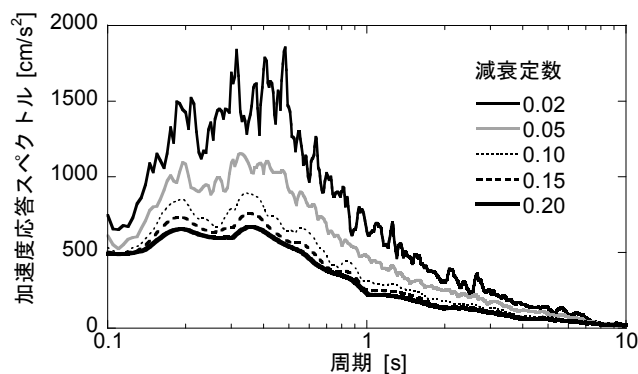


図 2.40 BCJ-L2 波 300cm/s^2 の加速度応答スペクトル

試験体短手方向の耐震要素を加算して復元力特性を算出し、限界耐力計算によって応答変形角を求めた結果、応答変形角は $1/33\text{rad}$ となった（図2.41）。土台試験体、偏心の無い壁配置Bの実験結果と計算値を比べると主要構面の平均的な応答変形角になっていることが分かる（図2.42）。壁配置Aや壁配置Cのように偏心がある場合には、偏心の影響を考慮する必要がある。建築基準法施工令第82条4における保有水平耐力

計算においては、偏心率に応じた形状係数 $Fe(1.0 \sim 1.5)$ によって必要保有水平耐力を割り増すことになっている（建設省告示第 1792 号）。一方、文献[2-7]では Fe に対応するものとして偏心率に対する低減係数 $Fep(1.0 \sim 0.5)$ によって建物の耐力を低減することとしている。両者の関係を表 2.12 に示す。壁配置 A および C の場合の偏心率を主要構面の変形角 $1/30\text{rad}$ 時の割線剛性から求めるとそれぞれ 0.41、2.12 となる。ここでの限界耐力計算においては、 $1/Fep$ によって入力加速度応答スペクトルを割り増すことによって偏心の影響を考慮することにする。偏心率 Re と $1/Fep$ の関係を図 2.43 に示す。設定した $1/Fe$ によって入力を割り増して限界耐力計算を行った結果を図 2.44 に示す。壁配置 A と C の応答値はそれぞれ $1/13\text{rad}$ 、 $1/11\text{rad}$ となった。

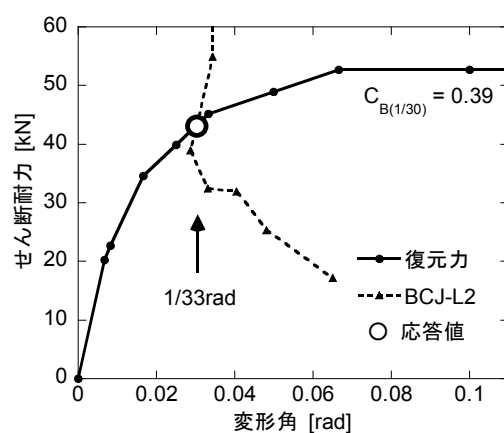


図 2.41 限界耐力計算による応答値

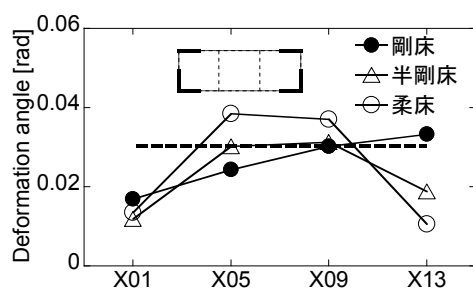


図 2.42 実験値と計算値 (---) の比較

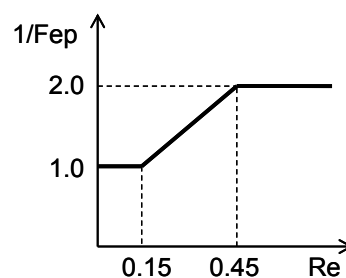
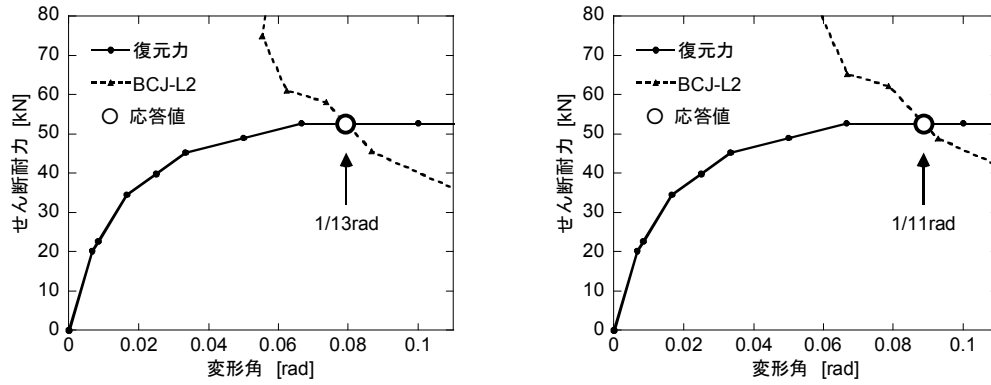


図 2.43 偏心率 Re と $1/Fep$ の関係

表 2.12 偏心率と Fe 、 Fep の関係

偏心率 Re	Fe	偏心率 Re	Fep
$Re \leq 0.15$	1.0	$Re \leq 0.15$	1.0
$0.15 < Re \leq 0.30$	$3.33Re + 0.50$	$0.15 < Re \leq 0.45$	$1.0 / (3.33Re + 0.50)$
$0.30 < Re$	1.5	$0.45 < Re$	0.5



a) 壁配置 A (Re=0.41)

b) 壁配置 C (Re=2.12)

図 2.44 偏心を考慮した限界耐力計算による応答値

振動台実験における各床仕様、壁配置の最大応答変形角を、上で求めた限界耐力計算結果で基準化した結果を図 2.45 に示す。実験値は、壁配置 A の場合で偏心を考慮した限界耐力計算による計算値の約 0.6 倍、壁配置 C の場合で計算値の約 0.8~1.0 倍になった。一方で、偏心の無い壁配置 B の場合、柔床試験体の実験値は剛床を仮定した計算値の約 1.3 倍となっている。建物の外周部にのみ耐震要素を集中させるような場合は建物全体としての偏心率が小さくても、実験における壁配置 B の状況に近くなり十分な水平構面の剛性が無い場合には、耐震性能が過大に評価される可能性があることが分かる。

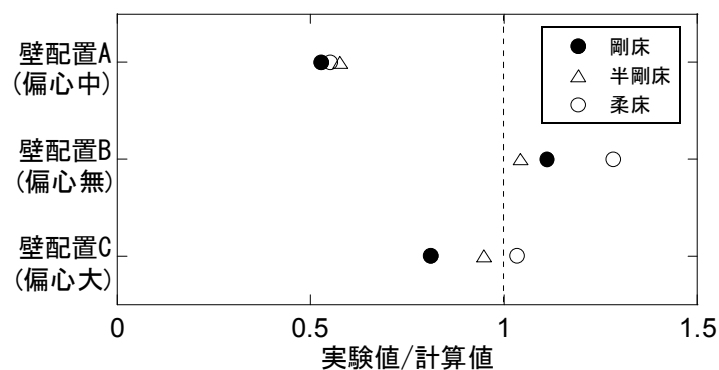


図 2.45 振動台実験における応答と限界耐力計算による応答の比較

BCJ-L2 波長手方向加振時の土台試験体および足固め試験体の最大応答変形角を図 2.46、2.47 にそれぞれ示す。長手方向加振は、基本的に壁配置 A の状態で行ったが、半剛床仕様の 300cm/s² 加振のみ壁配置 C の状態で行った。いずれの場合も床仕様による違いは見られない。柱脚仕様で比べると、土台試験体の場合には Y1、Y5 構面の応答は同程度であるのに対して、足固め試験体では 300cm/s² 加振の場合のみ Y5 構面の方が小さくなっている。足固め試験体の Y1、Y5 構面柱脚の移動量の時刻歴を図 2.48 に示す。200cm/s² では移動量はいずれの構面も数 mm であまり変わらないが、300cm/s² では Y5 構面の方が大きく滑って移動している。大きく滑ることによって入力が低減され応答が小さくなった可能性が考えられる。この柱脚の滑りによる影響については 2.4.2 項で分析を行う。

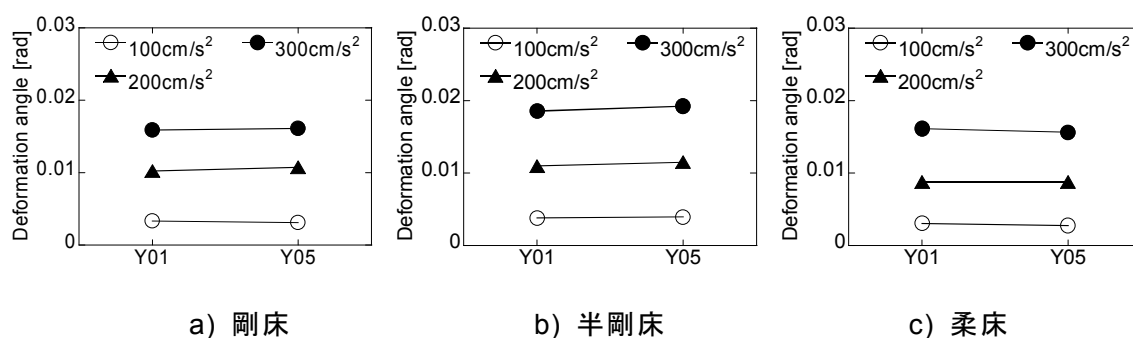


図 2.46 BCJ-L2 波長手方向加振時の土台試験体の最大応答変形角

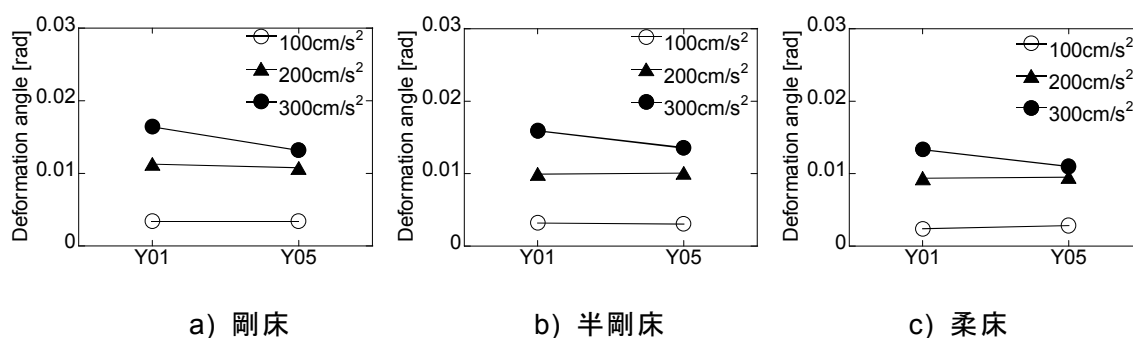
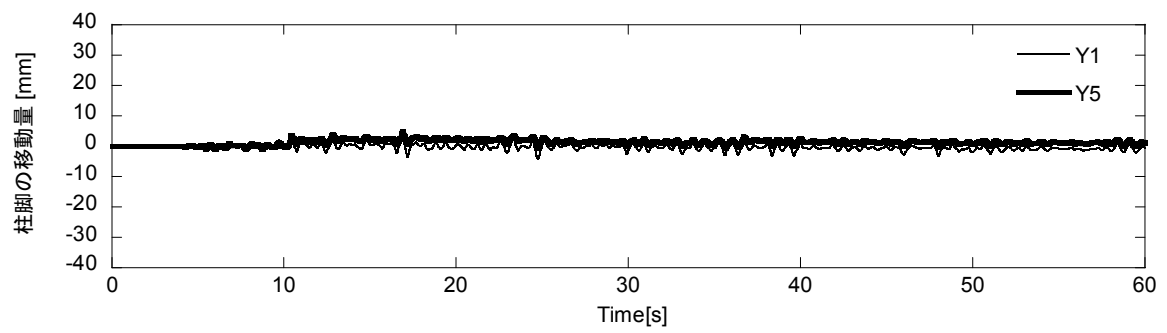
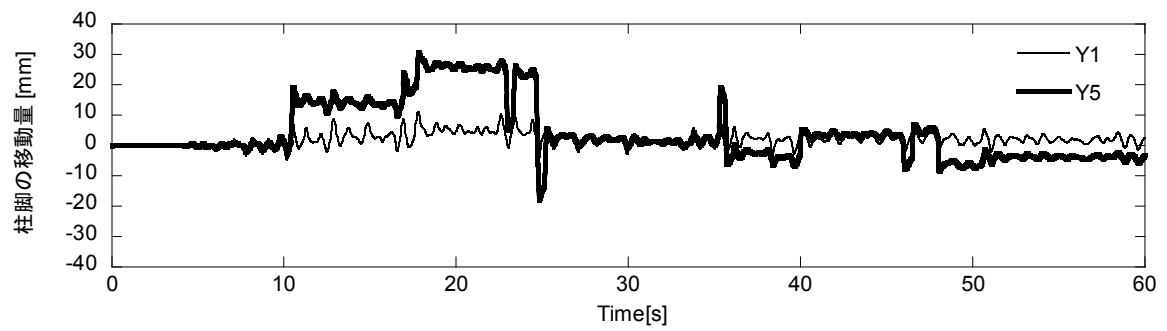


図 2.47 BCJ-L2 波長手方向加振時の足固め試験体の最大応答変形角



a) 200cm/s² 加振



b) 300cm/s² 加振

図 2.48 BCJ-L2 波長手方向加振時の柱脚の移動量

2. 4. 2 礎石建て柱脚の滑り

壁配置 C で行った JMA 神戸波 3 方向（長手方向： 617cm/s^2 、短手方向： 818cm/s^2 、鉛直方向： 332cm/s^2 ）加振における、主要構面の最大応答変形角を図 2.49 に示す。短手方向の応答はばらつきが大きい、Y1、Y5 構面の最大応答変形角を比べると、土台試験体よりも足固め試験体の方が小さくなっている。足固め試験体では、床仕様に問わず長手方向に最大で 20cm 程度、短手方向に $\pm 10\text{cm}$ 程度移動した。JMA 神戸波加振における、剛床仕様・足固め試験体 X1Y1 柱脚の移動量を図 2.50 に示す。

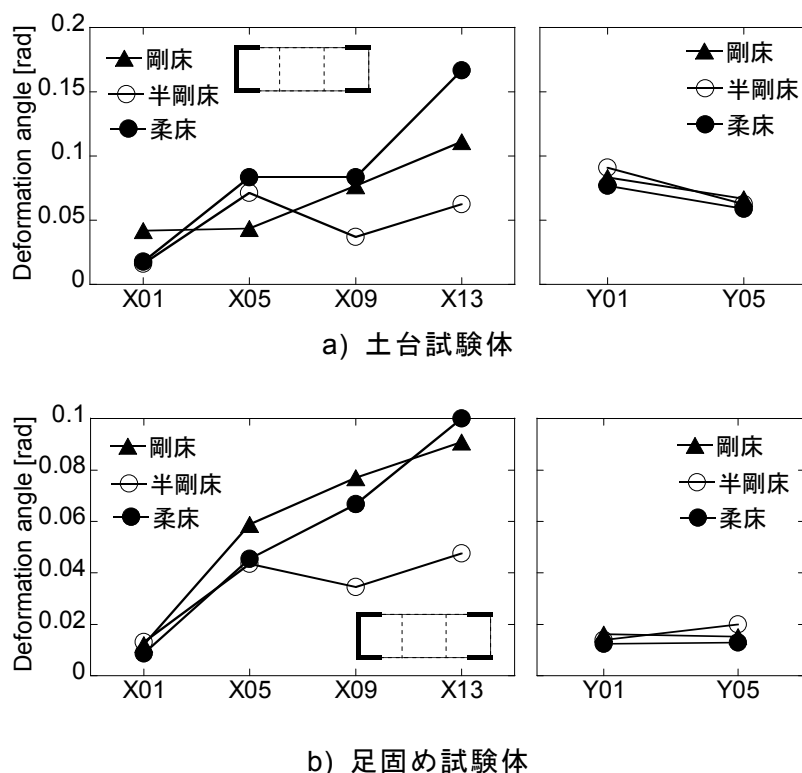


図 2.49 JMA 神戸波加振における最大応答変形角

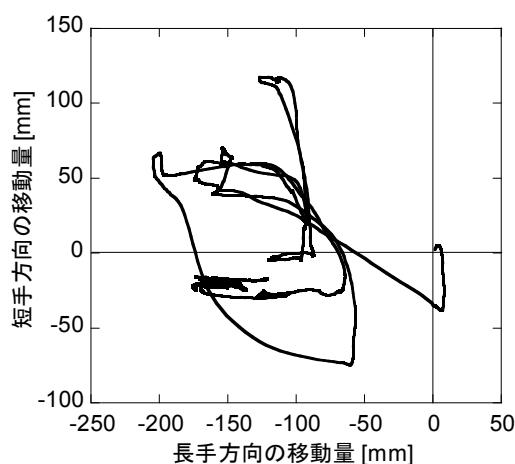
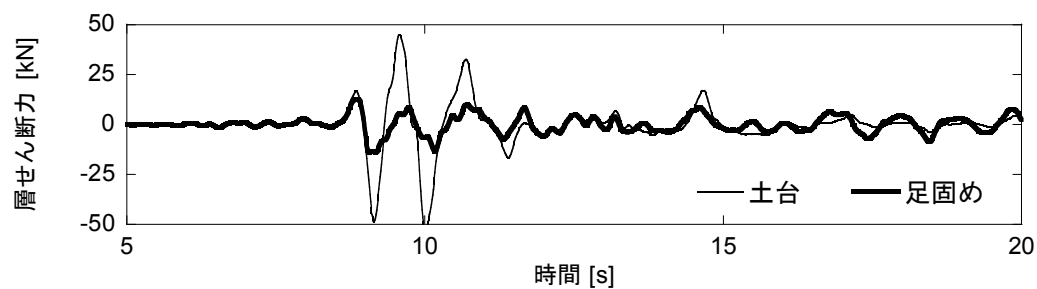
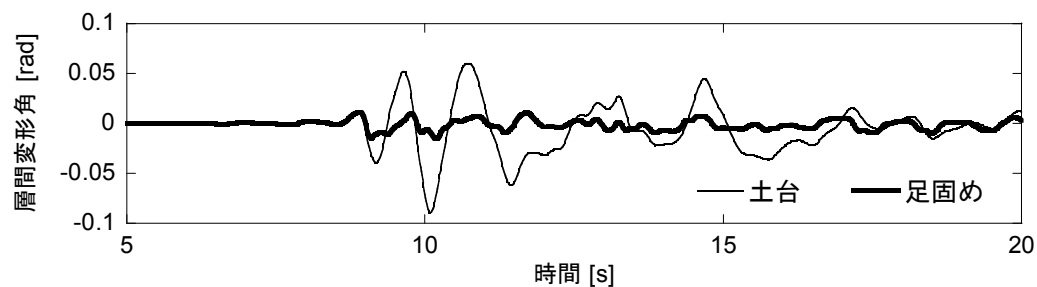


図 2.50 JMA 神戸波加振における柱脚の移動量

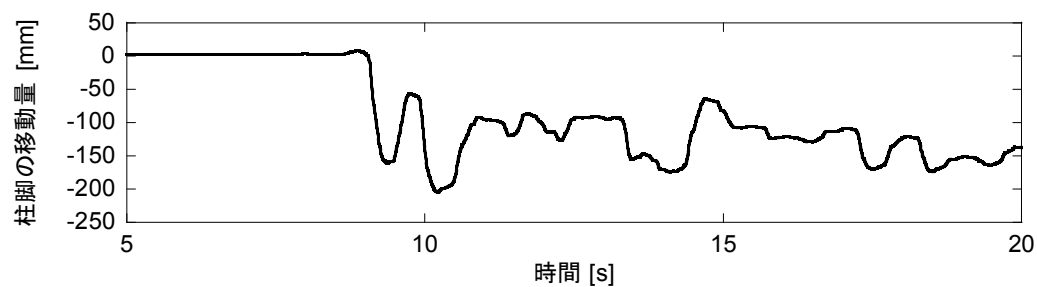
JMA 神戸波加振における、土台および足固め試験体の長手方向 Y1 構面の層せん断力、層間変形角と、足固め試験体の柱脚の移動量、入力加速度を図 2.51 に示す。入力地震波の主要動が始まるとほぼ同時に足固め試験体は大きく滑っていることがわかる。そのときの層せん断力を比べると、滑りが生じると試験体に入力される地震力が抜けそれ以上大きな水平力が試験体に作用していないことが分かる。その結果、足固め試験体の最大応答変形角は、土台試験体の約 2 割程度に収まっている。



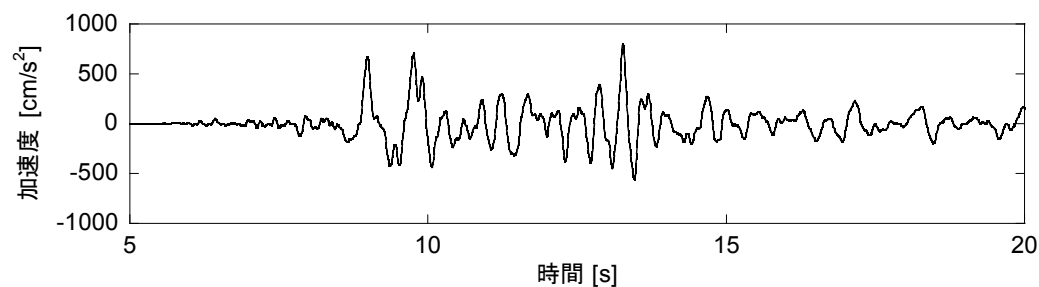
a) Y1 構面の層せん断力



b) Y1 構面の層間変形角



c) 足固め試験体の X1Y1 柱脚の長手方向の移動量



d) 長手方向の入力加速度

図 2.51 JMA 神戸波加振における剛床仕様・足固め試験体の応答と入力加速度

2. 4. 3 水平構面の変形

土台試験体壁配置 B における BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の X1-X5 間の水平構面のせん断変形角の時刻歴を図 2.52 に示す。柔床の場合、約 $1/50\text{rad}$ 程度まで変形しているのに対して、剛床の場合 $1/1000\text{rad}$ 以下である。このときの X1、X5 構面の層せん断力の時刻歴を図 2.53 に示す。剛床の場合には、壁の有る X1 構面と壁の無い X5 構面は、ほぼ同じ周期・位相であるのに対して、柔床の場合には、X1 構面と X5 構面の相関は低く、各構面が独立して振動しているように見える。水平構面の振動特性が鉛直構面の応答特性に大きく影響していることが分かる。

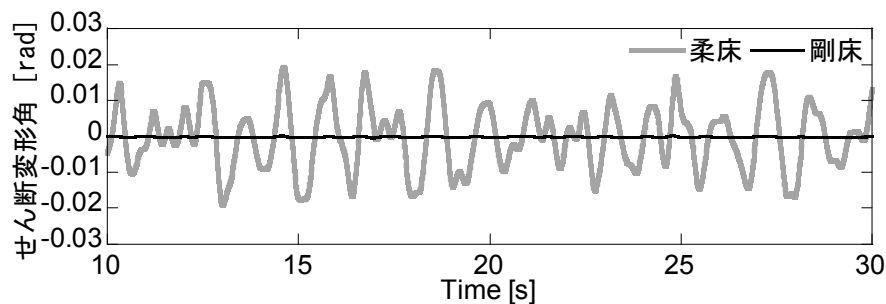
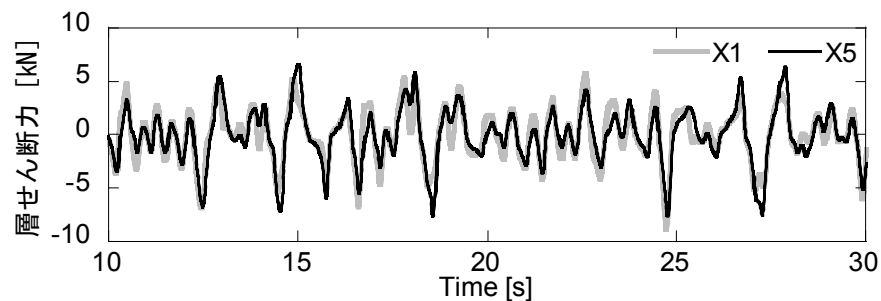
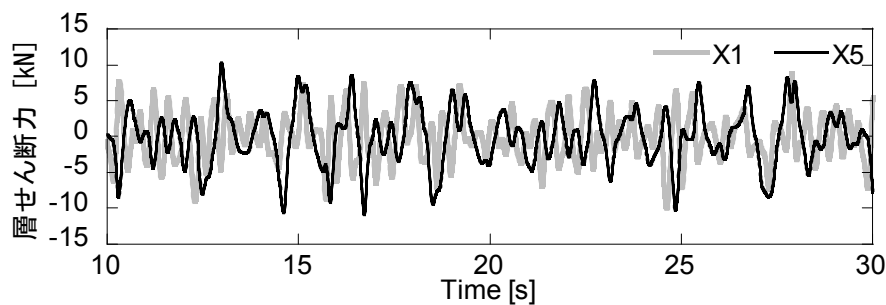


図 2.52 BCJ-L2 波加振時の土台試験体（壁配置 B）水平構面のせん断変形角



a) 剛床仕様



b) 柔床仕様

図 2.53 BCJ-L2 波加振時の土台試験体（壁配置 B）の層せん断力

BCJ-L2 波 100cm/s^2 、 200cm/s^2 、 300cm/s^2 を短手方向に加振した時の水平構面の最大応答変形角について、入力加速度を横軸にとって図 2.54～2.59 に示す。X1-X5 間、X5-X9 間、X9-X13 間、の水平構面をそれぞれ床 1、床 2、床 3 として示している。同じレベルの入力加速度で比べると、いずれの壁配置においても水平構面の変形角は剛床<半剛床<柔床となっている。剛床の場合、いずれの壁配置においても水平構面の変形角は $1/300\text{rad}$ 程度以下で床 1～3 であまり変わらない。半剛床、柔床の場合、壁配置 A では、入力加速度が大きくなると床 1 が突出して大きく床 2 と床 3 は同程度となる傾向が見られる。壁配置 B では、床 2 に比べて床 1 と床 3 が大きく、入力加速度が大きくなるとその傾向がより顕著になる。壁配置 C では、入力加速度が小さいうちは床 1 が相対的に大きい、入力加速度が大きくなるとその差が小さくなる傾向が見られる。以上より、隣り合う鉛直構面の耐力や剛性の違いが大きい水平構面の変形が大きくなっていると言える。また、柔床の場合、 300cm/s^2 加振で $1/50\sim 1/40\text{rad}$ 程度変形している。図 2.13 で示したように、 $1/50\text{rad}$ 程度の変形レベルでは水平構面は塑性域に入っており、荷重－変形角関係がループを描くことによって履歴減衰が生じていると考えられる。今後、水平構面の耐震設計においては、水平構面の弾塑性復元力特性および履歴減衰を考慮する必要があると言える。

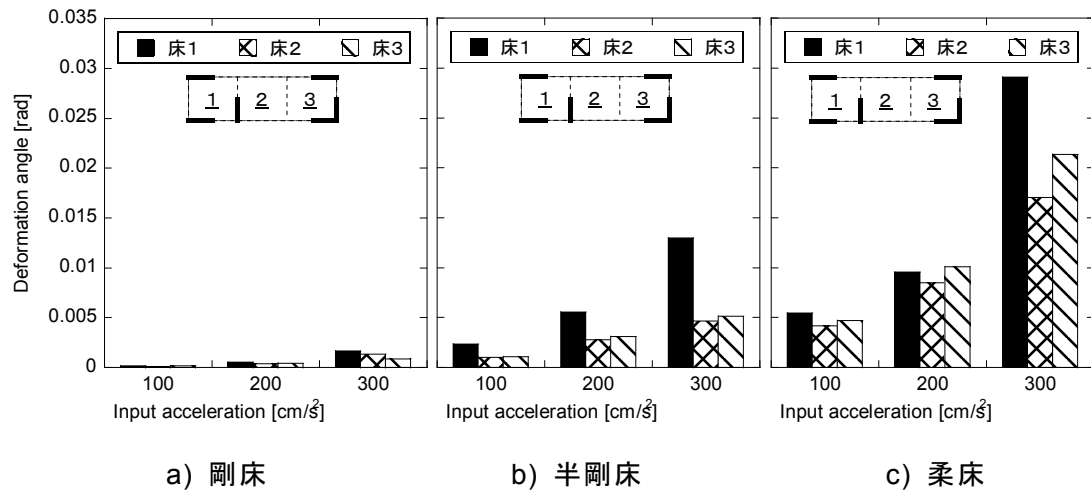


図 2.54 BCJ-L2 波短手方向加振時の土台試験体（壁配置 A）水平構面の最大変形角

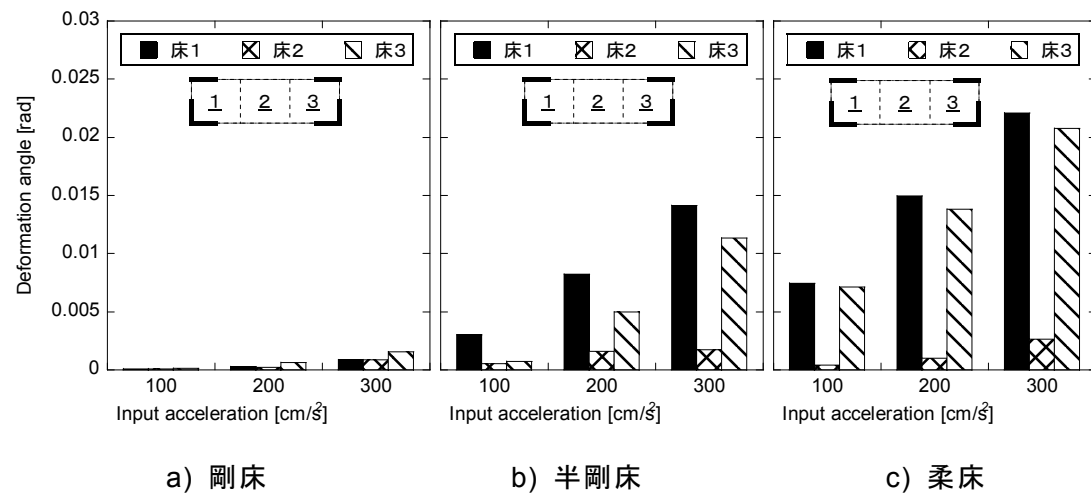


図 2.55 BCJ-L2 波短手方向加振時の土台試験体（壁配置 B）水平構面の最大変形角

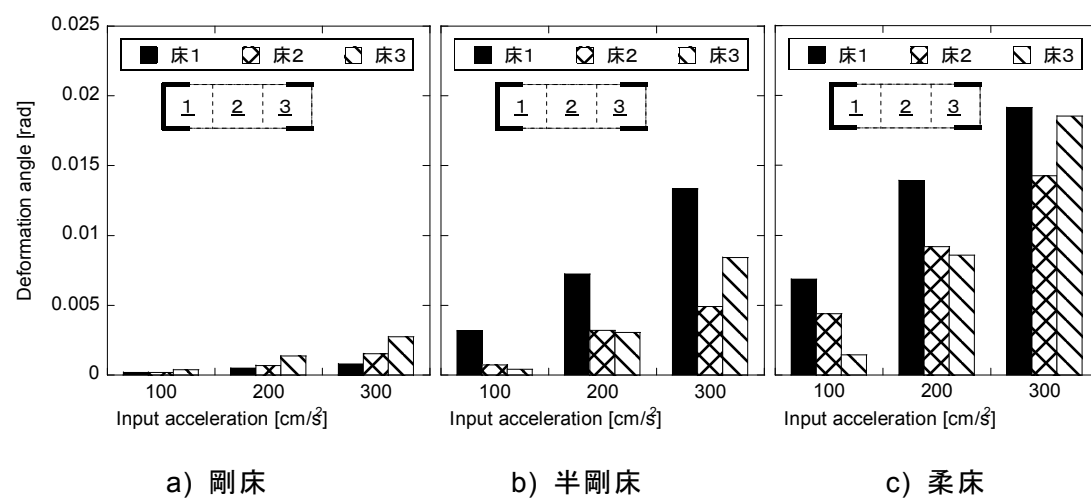


図 2.56 BCJ-L2 波短手方向加振時の土台試験体（壁配置 C）水平構面の最大変形角

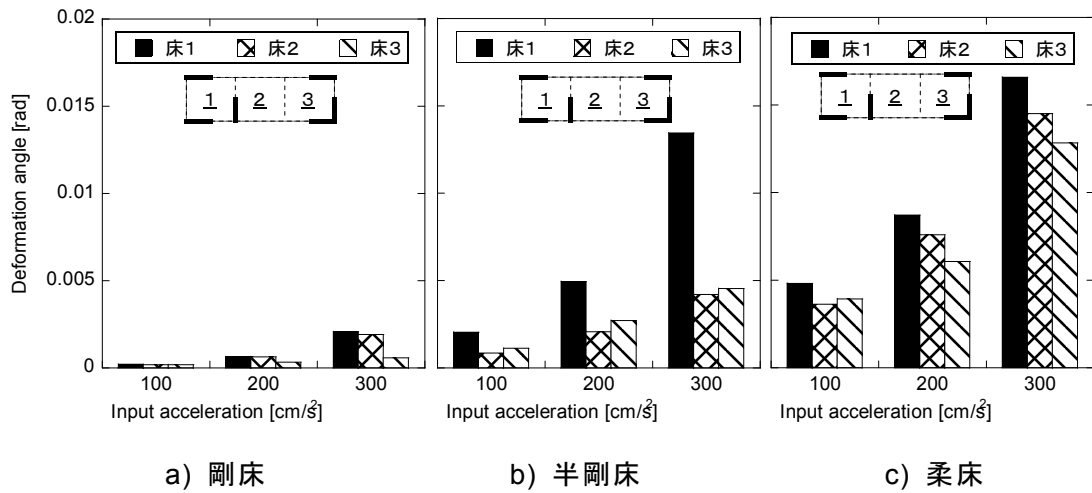


図 2.57 BCJ-L2 波短手方向加振時の足固め試験体（壁配置 A）水平構面の最大変形角

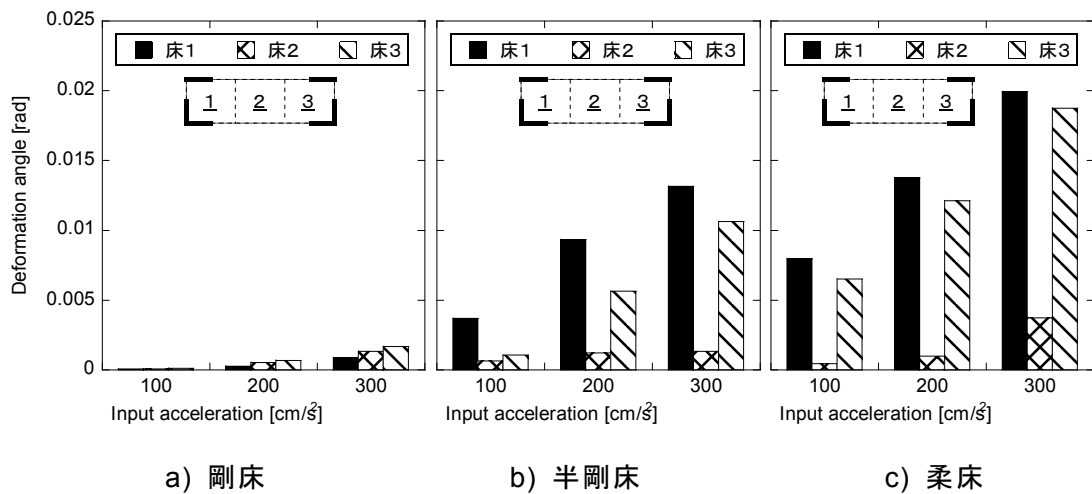


図 2.58 BCJ-L2 波短手方向加振時の足固め試験体（壁配置 B）水平構面の最大変形角

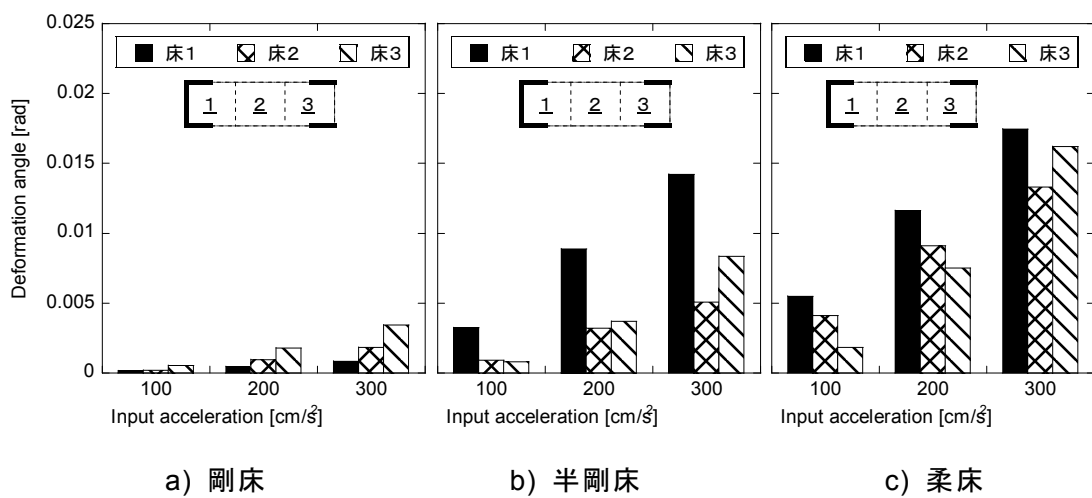


図 2.59 BCJ-L2 波短手方向加振時の足固め試験体（壁配置 C）水平構面の最大変形角

2. 4. 4 損傷性状

解体時の損傷観察では、管柱－横架材の柱頭ほぞ、柱－横架材接合部の断面欠損部での損傷がいずれの試験体でも多く見られ、これに加えて足固め試験体では柱－束接合部のほぞ、土台試験体では柱－土台接合部のほぞ及び土台での損傷が見られた。

柱頭及び柱脚の込み栓接合部分では、回転を伴う引抜け(図 2.60)により、込み栓の端あき部分から亀裂や割裂による抜け(図 2.61 左)が多く見られた。引抜けよりせん断変形が支配的であると込み栓の隅角部に亀裂が生じる(図 2.61 右)。これらの損傷は、既往の実験^[2-8]でも込み栓の太さや接合位置によって発生箇所に違いが見られている。

また、単位フレームによる要素実験などにおいても上記のような損傷はよく見られるが、本実験のような立体架構で特徴的な損傷は、ほぞの弱軸への変形による損傷(図 2.62 左)である。横架材と固定されているほぞは、柱の断面寸法の境界部分である根元で曲げ破壊(図 2.62 右)が生じる。

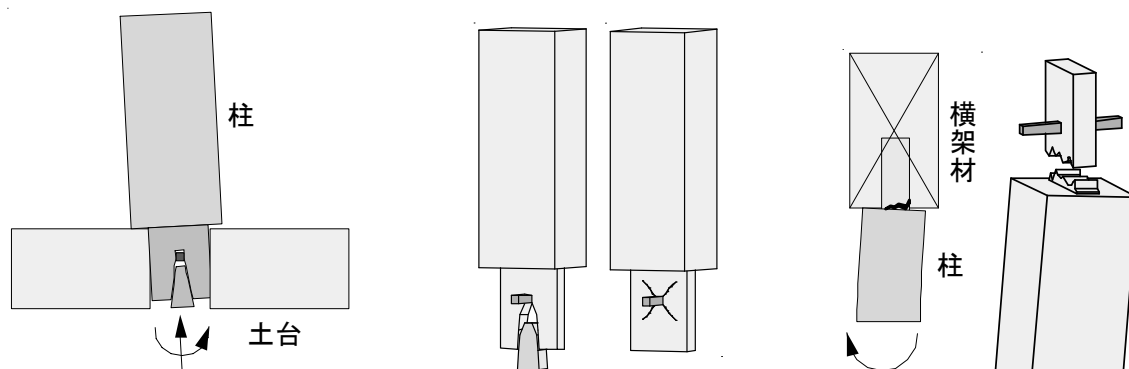


図 2.60 ほぞ内の変形 図 2.61 ほぞの端あき抜けと 隅角部の亀裂 図 2.62 ほぞの根元での曲げ破壊

表 2.13、2.14 に試験体別の損傷箇所数を示す。足固め試験体では、床剛性が高いほど柱頭での柱の損傷が多く見られ、逆に床剛性が低いと柱脚の損傷が多くなる傾向が見られた。また、柱脚の滑りが生じたとき礎石との接触によって柱が折損するケースが見られた(図 2.63)。土台試験体では床剛性が低いほど柱脚のほぞの弱軸での損傷が多くなる傾向がある。全体的な傾向としても土台仕様が足固め仕様と比べ、どの損傷においても損傷箇所数が多いという傾向がある。

水平構面については柔床仕様で最大 $1/40\text{rad}$ 程度、半剛床仕様で最大 $1/70\text{rad}$ 程度変形したが、水平構面が変形することによる損傷はささらの蟻掛け部のひび割れ程度で、耐震性に影響するような大きな損傷は見られなかった。

実験での柱頭、柱脚のほぞ等の損傷は、各加振直後の損傷観察では内部の損傷状況など目視での判別が出来ず、解体時に初めて判別できたものが多い。したがって、地

震被害調査等においても、今回の加振実験と同様に外観調査による目視からは、損傷を検出することが困難である場合があると言える。

表 2.13 足固め試験体の部材別の損傷箇所数

試験体		柱頭						柱脚						足固め
		通し柱			管柱（ほぞ）			通し柱			管柱（ほぞ）			
		折損	亀裂	計	折損	亀裂	計	折損	亀裂	計	折損	亀裂	計	
足固め	柔床	0	0	0	0	2	2	0	0	0	6	0	6	0
	半剛床	1	1	2	1	0	1	0	0	0	3	1	4	0
	剛床	0	1	1	0	3	3	1	0	1	4	0	4	0

表 2.14 土台試験体の部材別の損傷箇所数

試験体		柱頭						柱脚						土台
		通し柱			管柱（ほぞ）			通し柱（ほぞ）			管柱（ほぞ）			
		折損	亀裂	計	折損	亀裂	計	折損	亀裂	計	折損	亀裂	計	
土台	柔床	1	3	4	2	2	4	4	1	5	4	3	7	2
	半剛床	1	2	3	2	2	4	1	1	2	4	5	9	1
	剛床	0	4	4	1	2	3	0	3	3	3	3	6	1

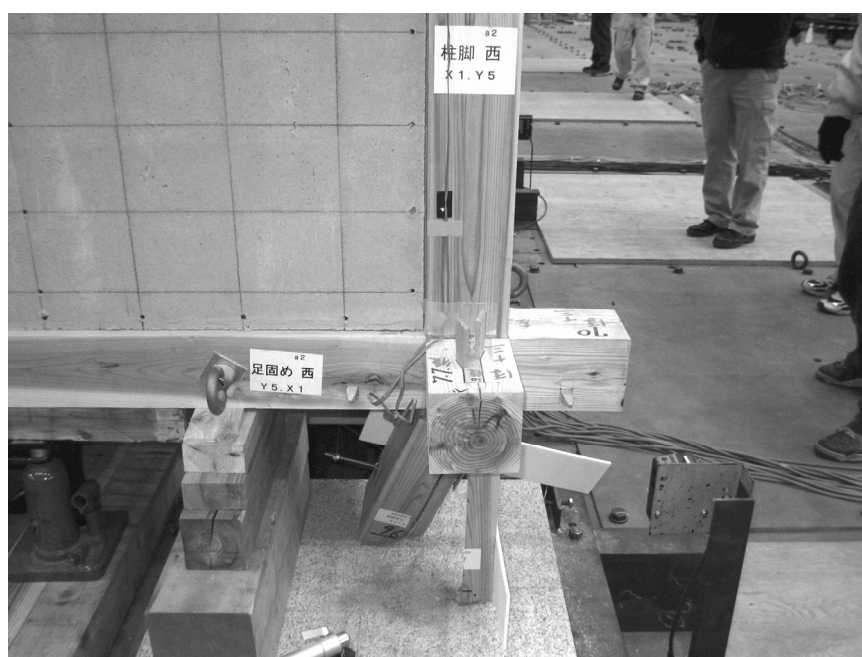


図 2.63 礎石建て柱脚の折損

2.5 まとめ

本章では、 1×3 スパンの平面形状を持つ平屋建て木造軸組を試験体とした実大振動台実験を実施し、水平構面の仕様の違いや礎石建ての柱脚仕様が木造建物の地震応答及び耐震性能に及ぼす影響について調べた。

まず、小加振におけるフーリエスペクトル比から卓越振動数や振動モードの違いについて分析した。水平構面の剛性が低くなると、卓越振動数はやや低くなる傾向があるが、振動モード形状については1次モードよりも2次以降の高次モードで違いが見られた。また、地震波加振前後の小加振における卓越振動数の変化の分析から、最大経験変形角と卓越振動数の低下率に相関があることが分かった。

次に、地震波加振における応答性状について分析した。最大応答変形角の分析から、水平構面の剛性が低い場合、耐力要素の少ない鉛直構面に変形が集中し、偏心が無い場合でも剛床仮定を用いた応答計算結果よりも大きな応答を示すことが実証された。また、礎石建て柱脚の場合、柱脚が滑ることによって建物に入力される地震力が低減され層間変形角が小さくなることも実証された。本実験の条件では、JMA 神戸波加振で土台仕様の最大応答変形角の約2割程度に収まった。ただし、柱と礎石との接触によって柱の折損を生じる危険性があることが分かった。水平構面のせん断変形角の分析から、水平構面が柔らかい仕様の場合、隣り合う鉛直構面の剛性や耐力の違いが大きい水平構面の変形が大きくなり、入力加速度が大きくなるとその傾向がより顕著になることが分かった。本実験において水平構面は最大で、柔床仕様で $1/40\text{rad}$ 程度、半剛床仕様で $1/70\text{rad}$ 程度の変形角を示し、静的実験結果から水平構面は塑性域に入っており、荷重－変形角関係がループを描くことによって履歴減衰が生じていると考えられる。今後、水平構面の耐震設計においては、水平構面の弾塑性復元力特性および履歴減衰を考慮する必要があると言える。

第 2 章の参考文献

- [2-1] 杉山亮太, 鈴木祥之, 後藤正美, 村上博: 乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集, 第 24 号, pp. 125-130, Dec. 2006.
- [2-2] 鎌田輝男, 福森大造, 鈴木祥之: 伝統構法木造住宅における床版の耐力特性について(その 1)ー仕様別床版の耐力実験ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 429-430, Aug. 2007.
- [2-3] 福森大造, 鎌田輝男, 鈴木祥之: 伝統構法木造住宅における床版の耐力特性について(その 2)ー仕様別床版の耐力特性ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 431-432, Aug. 2007.
- [2-4] 鈴木祥之, 下西智也, 清水秀丸, 須田達, 小笠原昌敏, 杉山亮太: 伝統木造住宅の重量算定ー京町家の実大振動台実験における重量計測ー, 日本建築学会技術報告集, 第 24 号, pp. 131-136, Dec. 2006.
- [2-5] 日野幹雄: 統計ライブラリー スペクトル解析, 朝倉書店, 1977.
- [2-6] 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会: 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法ー, 学芸出版, 2004.
- [2-7] 日本建築防災協会: 2004 年改訂版「木造住宅の耐震診断と補強方法」, 2004.
- [2-8] 文部科学省: 平成 18 年度「大都市大震災軽減化特別プロジェクト II 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」成果報告書 3.1.5 E-ディフェンスによる京町家実験, May 2007.

第3章 礎石建て構法木造建物の柱脚の滑り検証実験

3.1 目的

伝統構法で建てられた既存木造建物では、基礎部に土台を用いずに礎石の上に柱を直接置く礎石建て（石場建て）構法が多く用いられている。基礎と柱が接合されていないことから、地震時には柱脚が移動する可能性が考えられ、実際に過去の地震被害調査でも柱脚の移動が確認されている。鐘楼の移動・転倒など比較的小規模な建物での報告例が特に多いが、住宅や社寺等の木造建物でも報告例がある。礎石建て構法では、柱脚の滑り現象に加えてロッキングによる柱脚の浮き上がりが生じることがある。土台を用いる構法で建てる場合、特に隅柱の柱－土台接合部の設計において柱脚の引き抜き力について、水平外力による転倒モーメントとの関係から検討を行う。礎石建て構法ではこれら柱脚の引き抜き力が自重による柱軸力を上回った場合、柱脚部で浮き上がりが生じると考えられる。ただし、構面が連続する場合には、浮き上がりに抵抗する成分として自重に加えて、桁による抑え込み効果が期待出来る。

以上のような礎石建て構法特有の現象が、建物全体の耐震性能に及ぼす影響を振動台実験に基づいて分析した例は少ない。柱脚の滑りが、機構的には滑り支承型の免震構造と類似であることから、礎石建て木造建物の免震効果が指摘されることがあるが、これまで十分な科学的検証はなされていない。

木造建物の柱脚の滑りやロッキングによる浮き上がり挙動（図 3.1）には、1) 柱底面と礎石との間の摩擦係数、2) 上部構造の復元力特性（剛性・耐力）、3) 柱の曲げ、4) 柱の変動軸力、5) 入力地震動の特性、などの種々の要因が複合的に影響していると考えられる。本実験では、柱底面と礎石との間の摩擦係数の同定と、ロッキングによる柱脚の浮き上がり現象の解明を目的とした。実験は京都大学防災研究所強震応答実験装置を用いて実施した。

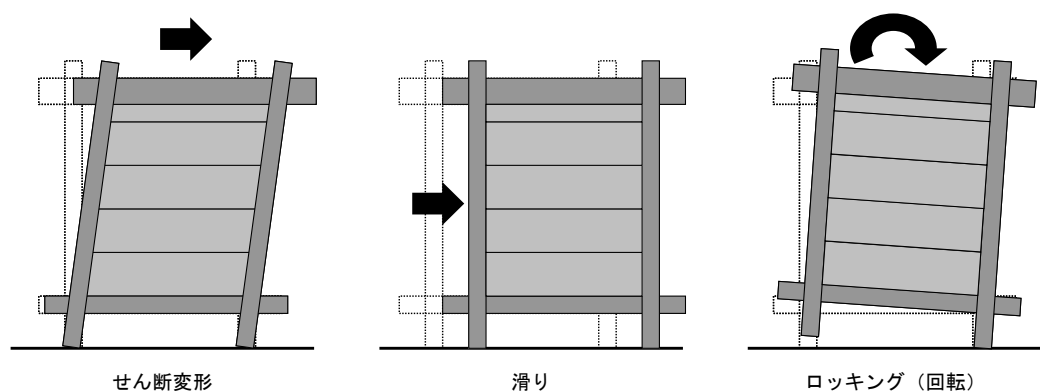


図 3.1 礎石建て構造物の地震時挙動

3.2 概要

3.2.1 試験体仕様

試験体の平面形状は、 $1,820\text{mm} \times 1,820\text{mm}$ (2P \times 2P) で、仕口等詳細部は 2 章で詳述した伝統構法木造建物の振動台実験における、剛床仕様の足固め試験体とほぼ共通の仕様とし、分析を連続的に行えるよう配慮した。柱脚の滑り挙動やロッキング挙動には試験体の幅と高さの比率（アスペクト比）が影響するため、高さの異なる 2 種類の試験体を用いた。試験体の模式図を図 3.2 に、試験体の写真を図 3.3 および 3.4 に示す。礎石天端から桁天端までの高さは、試験体 A が $2,560\text{mm}$ 、試験体 B が 570mm である。振動台に固定した礎石（花崗岩、厚さ 60mm ）の上に試験体を設置した。載荷重量についても実験パラメータとし、試験体の頂部に 29.4 、 39.2 、 49.1kN の鉄板重り（平面寸法 $1,600\text{mm} \times 1,600\text{mm}$ ）をボルトで固定して実験を行った。それぞれの場合の試験体呼称を表 3.1 のようにする。

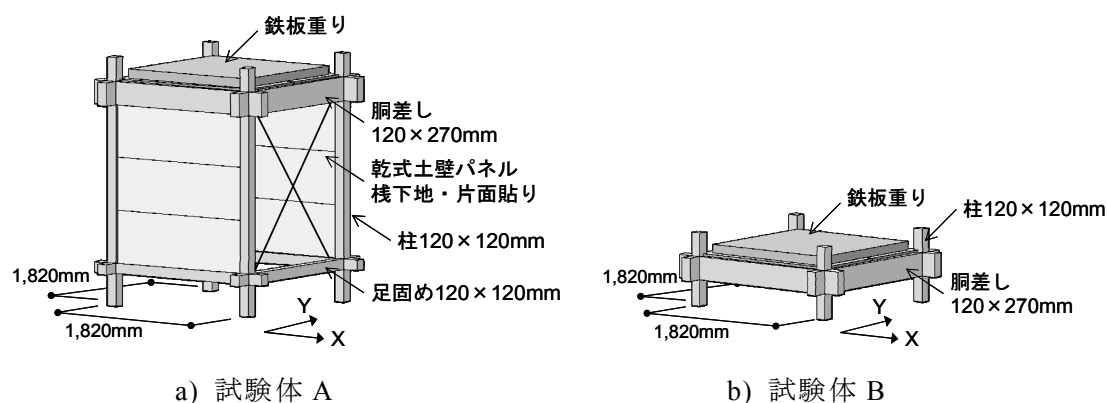


図 3.2 試験体の模式図



図 3.3 試験体 A 全景



図 3.4 試験体 B 全景

表 3.1 試験体の呼称

試験体呼称	A			B		
	Aa	Ab	Ac	Ba	Bb	Bc
載荷重量 [kN]	29.4	39.2	49.1	29.4	39.2	49.1

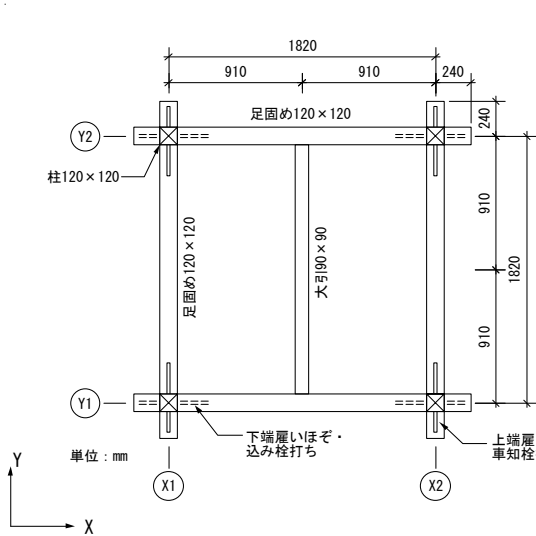
試験体の立面図、伏せ図を図 3.5～3.7 に、木材の断面寸法、実測重量を表 3.2、3.3 に示す。ただし、試験体 B の伏せ図は試験体 A の胴差しレベルと同一である。試験体 A では、加振方向（X 方向）の構面に乾式土壁パネル^[3-1]を、直交方向（Y 方向）にステンレスブレースを設置した。試験体 B では、軸組が変形せず出来るだけ剛体的になるように板状の補強材を側面から胴差しと柱にビス止めした。柱－横架材接合部は、雇いほぞに車知栓又は込み栓止めとし、雇いほぞ接合の上下関係は、X 方向が下端雇い込み栓止め、Y 方向が上端雇い車知栓止めとした。柱や胴差し等の軸組にはスギ、雇い、込み栓、車知栓にはカシを用いた。

表 3.2 断面寸法

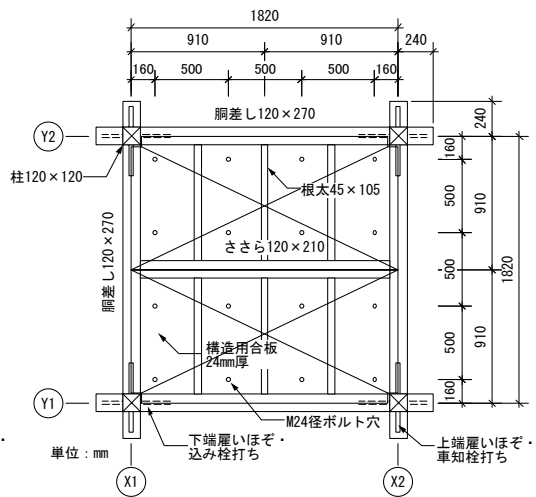
項目	断面寸法mm
柱	120 × 120
胴差し	120 × 270
足固め	120 × 120
大引き	90 × 90
ささら	120 × 210
根太	45 × 105
鼻木（大）	120 × 270
鼻木（小）	120 × 120
雇い（大）	24 × 100
雇い（小）	24 × 60
車知栓	6 × 30
込み栓	18 × 15

表 3.3 木材重量

項目	試験体A		試験体B	
	数量	単位重量N	数量	単位重量N
柱	4	171.2	4	43.9
胴差し	4	225.1	4	215.7
足固め	4	74.9	-	-
大引き	1	63.4	-	-
床板	2	258.8	2	252.4
ささら	1	167.4	1	77.0
根太	6	14.3	6	14.5
鼻木（大）	8	23.7	8	22.4
鼻木（小）	8	10.2	-	-
雇い（大）	8	9.3	8	9.2
雇い（小）	8	5.5	-	-
車知栓	32	0.2	16	0.3
込み栓	16	0.4	8	0.4
土壁パネル	6	156.8	-	-
パネル受け材	-	137.6	-	-
ブレース	-	104.9	-	-
補強材	-	-	8	4.5

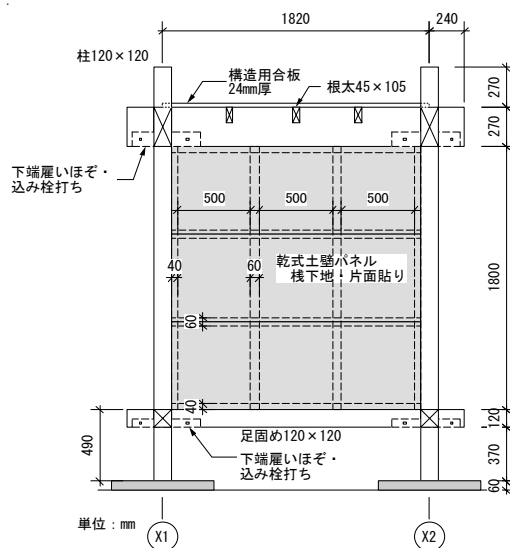


試験体A 足固めレベル伏せ図

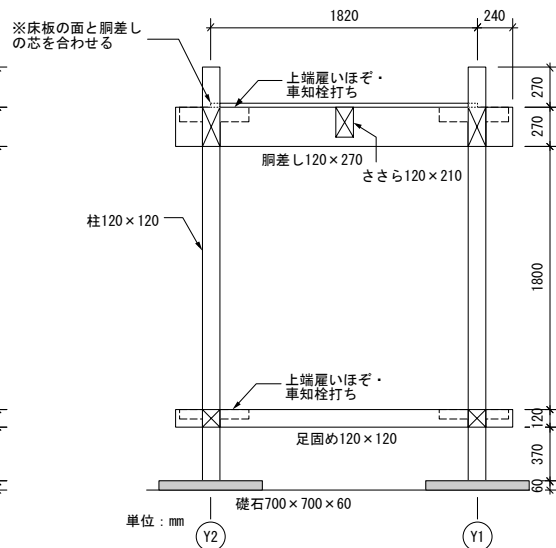


試験体A 胴差しレベル伏せ図

図 3.5 試験体 A 伏せ図

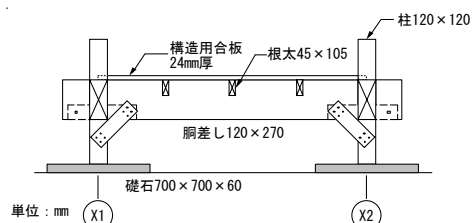


試験体A Y1構面立面図

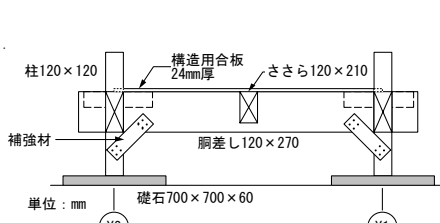


試験体A X1構面立面図

図 3.6 試験体 A 立面図



試験体B Y1構面立面図



試験体B X1構面立面図

図 3.7 試験体 B 立面図

3. 2. 2 加振および計測計画

(1) 加振計画

主な入力波として 1.0Hz、2.0Hz の正弦波を用いた。時刻歴波形を図 3.8、3.9 に示す。継続時間は 25 秒間で、前後 5 秒間は徐々に振幅が増減する。最大加速度を 50cm/s^2 から 50cm/s^2 刻み程度で大きくしながら繰り返し加振した。正弦波加振後、日本建築センター模擬波（BCJ-L2）の 0～60 秒間の波形を用い、入力加速度を 100cm/s^2 から徐々に大きくしながら加振した。実施した加振リストを表 3.4 に示す。また、上述の加振前後で、振動特性を把握するためホワイトノイズ波加振を行った。試験体 A については、エルセントロ 1940NS および 1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台観測波（JMA 神戸波）などの強震記録を用いて加振を行った。

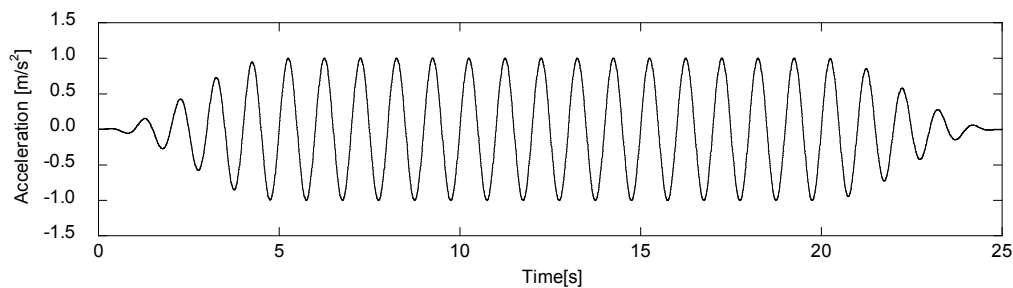


図 3.8 正弦波 1.0Hz

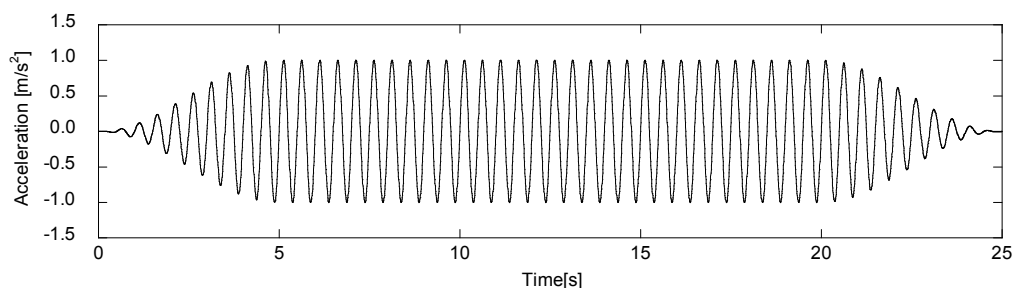


図 3.9 正弦波 2.0Hz

(2) 計測計画

試験体に設置した主な計測器の配置を図 3.10～3.12 に示す。加速度は、共和電業製の半導体加速度変換器 ASP-5GA、ASP-2GA を胴差しおよび足固めの中央付近と振動台上に設置して計測した。変位計測には、キーエンス製の CCD レーザ式変位計 LK-500、LB-300、東京測器研究所製の巻込型変位計 DP-1000、緑測器製の接触形直線変位計 DP-50F を用いた。胴差し、足固め、柱脚レベルのそれぞれの水平変位、柱脚の浮き上がり変位、水平構面のせん断変形を計測した。柱のひずみは、東京測器研究所製のひずみゲージ PFL-10-11 を胴差し下部、足固め下部の柱に貼付して計測した。また、礎

石の下部に共和電業製のロードセル LCD-S75KNS4 を設置して柱軸力を計測した。加振開始と同時に計測を開始し、サンプリング振動数 100Hz で、加振波の長短に合わせて 50 秒または 80 秒間計測した。

表 3.4 実施加振リスト（○は安全のため加振途中で停止）

入力波	PGA[cm/s ²]	Aa	Ab	Ac	Ba	Bb	Bc
正弦波 1.0Hz	50	●	●	●	●	●	●
	75		●	●			
	100	●	●	●	●	●	●
	125		●				
	150	●	●		●	●	●
	175		○				
	200	●			●	●	●
	250	●			●	●	●
	300				●	●	●
	325					●	●
	350				●	●	
	375					○	
	400				●		
	425				○		
正弦波 2.0Hz	450				●		
	50	●	●	●	●	●	●
	75	●	●	●			
	100	●	●	●	●	●	●
	125	●	●	●			
	150	●	●	●	●	●	●
	175	●	●	●			
	200	●	●	●	●	●	●
	225	●	●	●			
	250	●	●	●	●	●	●
	275	●	●	●			
	300	●	●	●	●	●	●
	325	●	●	●		●	●
	350		●	●	●	●	●
BCJ-L2波	375		●		●	●	●
	400		●		●	●	
	50						
	100	●	●	●	●	●	●
	150	●	●	●			
	175			●			
	200	●	●	●	●	●	●
	225			●			
	250	○	●	●			
	300				●	●	●
	350				●	●	●
	375				●	●	●
	400					●	●
	425					●	●
	450						●

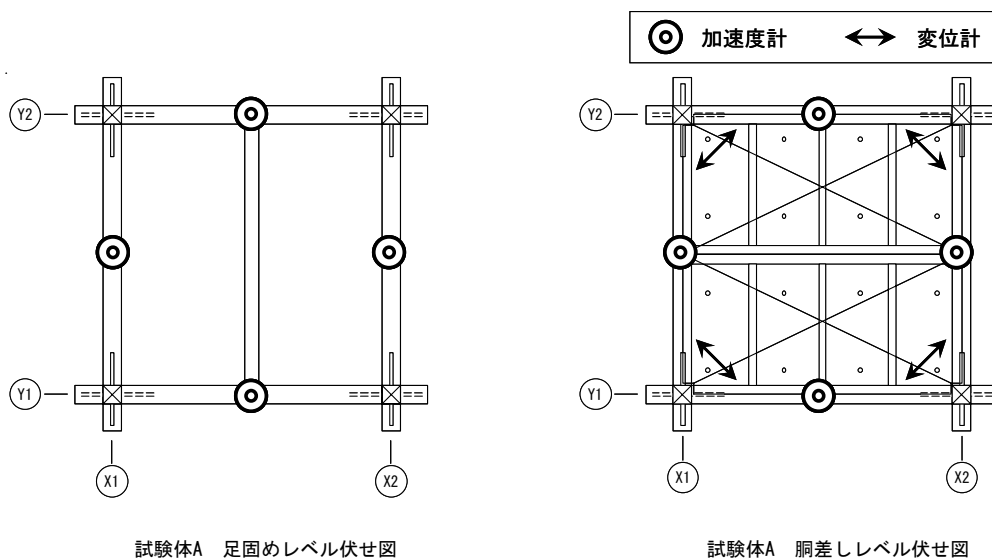


図 3.10 試験体 A 計測器配置伏せ図

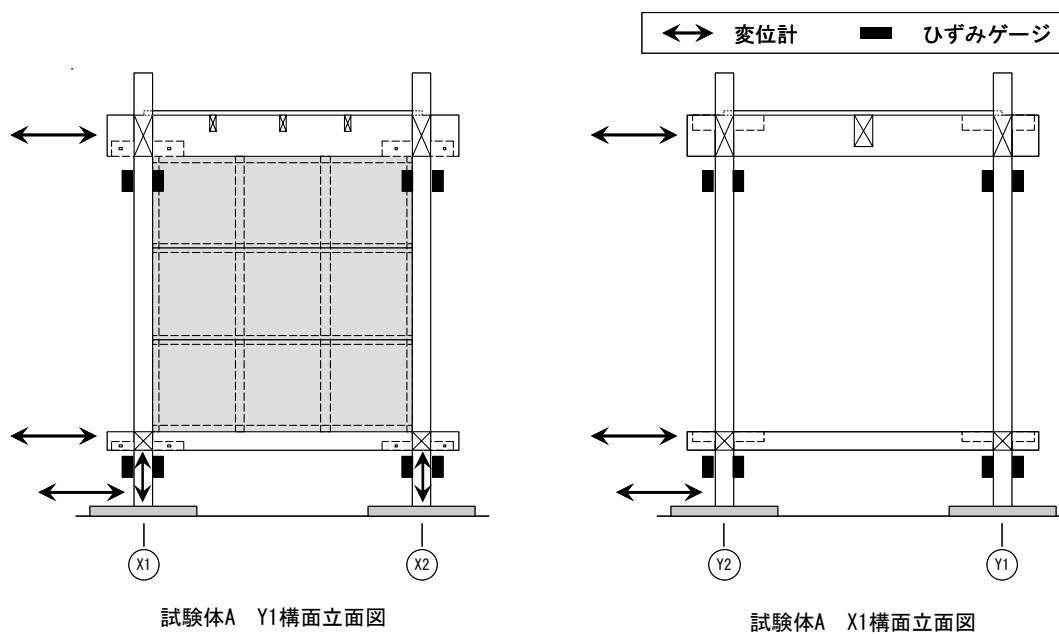


図 3.11 試験体 A 計測器配置立面図

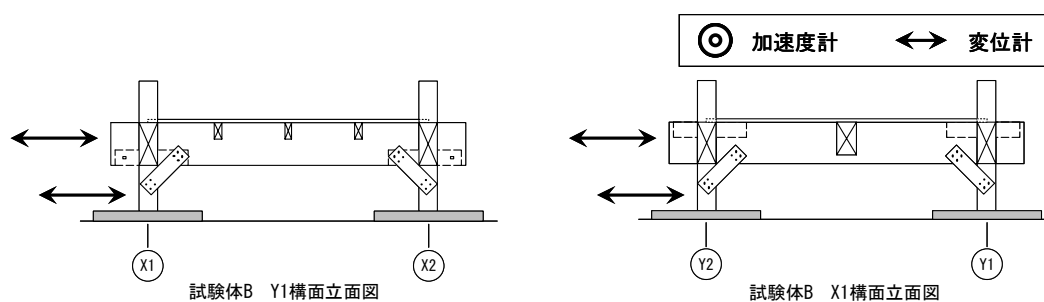


図 3.12 試験体 B 計測器配置図（伏せ図は試験体 A 胴差しレベルと共通）

3.3 結果

3.3.1 1次卓越振動数と等価剛性

ホワイトノイズ波加振における1次卓越振動数 f と等価剛性 k を表3.5に示す。1次卓越振動数は、振動台上の加速度に対する桁レベルの加速度のフーリエスペクトル比^[3-2]から読み取った。なお、バンド幅0.2HzのParzenウィンドウを用いてスペクトルの平滑化を行っている。一方、等価剛性は各試験体を質量 m の1質点系として、 $k = (2 \times \pi \times f)^2 \times m$ から求めた。表中に質点系置換したときの質量を示してある。試験体Aに比べて試験体Bの方が、等価剛性が一桁高く実験前後の卓越振動数の変化も小さいことから、実験計画時に意図したとおりに剛体的に挙動したと考える。

表 3.5 ホワイトノイズ波加振における1次卓越振動数と等価剛性

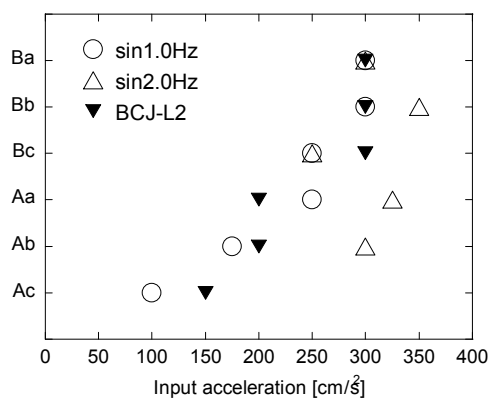
試験体	質量 [ton]	1次卓越振動数[Hz]				等価剛性[kN/m]			
		X方向		Y方向		X方向		Y方向	
		実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後	実験前	実験後
A	3.29	5.5	2.4	3.3	1.9	3861	774	1390	455
	4.29	4.2	2.5	2.9	2.8	3018	1093	1376	1282
	5.29	3.3	1.4	2.4	2.2	2221	392	1224	1039
B	3.20	12.7	12.2	11.1	12.7	20405	18830	15587	20405
	4.20	11.8	10.4	11.4	10.9	23112	17953	21572	19721
	5.20	9.7	9.4	10.4	9.8	19173	18155	22223	19814

3.3.2 応答性状

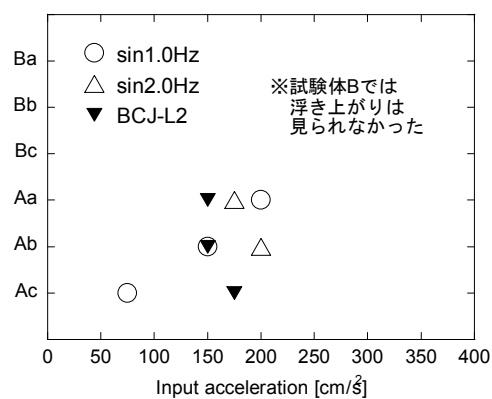
実験時の観察による各試験体の定性的な応答性状を表3.6に示す。上から実験を行った順序で示している。試験体Aではロッキングによる柱脚の浮き上がりと土壁パネルのせん断変形、試験体Bでは滑り挙動が支配的であった。柱脚の滑りとロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動が発生し始めたときの各試験体の最大入力加速度を図3.13に示す。試験体Bでは載荷重量に関わらず概ね300cm/s²付近で滑り始めていることがわかる。一方、試験体Aでは、載荷重量が大きくなると小さな入力加速度でも滑りが生じる傾向があるが、入力波の違いによるばらつきが大きいことがわかる。

表 3.6 各試験体の応答性状一覧

試験体	重り [kN]	入力波	試験体の応答性状	最大入力加速度 [cm/s ²]
Ba	29.4	sin波1.0Hz	軸組の変形小、300cm/s ² で一方方向に滑り始める	450
		sin波2.0Hz	軸組の変形小、300cm/s ² で一方方向に滑り始める	400
		BCJ-L2波	軸組の変形小、300cm/s ² で滑り始める	375
Bb	39.2	sin波1.0Hz	軸組の変形小、300cm/s ² で1周期に3~5mmずつ一方方向に滑り始める	375
		sin波2.0Hz	軸組の変形小、350cm/s ² で滑り始め、滑り量がプラスマイナスであまり変わらない	400
		BCJ-L2波	軸組の変形小、300cm/s ² で滑り始める	425
Bc	49.1	sin波1.0Hz	軸組の変形小、250cm/s ² で滑り始め±3mm、300cm/s ² で1周期に10~20mmずつ一方方向に滑る	325
		sin波2.0Hz	軸組の変形小、250cm/s ² で滑り始め±2mm、滑り量がプラスマイナスであまり変わらない	375
		BCJ-L2波	軸組の変形小、300cm/s ² で滑り始める	450
Aa	29.4	sin波1.0Hz	200cm/s ² からロッキングによる柱脚の浮き上がり、250cm/s ² で滑りも加わる	250
		sin波2.0Hz	175cm/s ² からロッキングによる柱脚の浮き上がり、325cm/s ² で滑りも加わる	325
		BCJ-L2波	150cm/s ² から柱脚の浮き上がり、200cm/s ² で滑りも加わる	250
Ac	49.1	sin波1.0Hz	75cm/s ² からロッキングによる柱脚の浮き上がり、100cm/s ² で滑りも加わる	100
		sin波2.0Hz	軸組の変形が支配的、滑り無し	350
		BCJ-L2波	150cm/s ² で滑り始め、175cm/s ² から柱脚の浮き上がりも加わる	250
Ab	39.2	sin波1.0Hz	150cm/s ² からロッキングによる柱脚の浮き上がり、175cm/s ² で滑りも加わる	175
		sin波2.0Hz	200cm/s ² から柱脚の浮き上がり、300cm/s ² で滑りも加わる	400
		BCJ-L2波	150cm/s ² から柱脚の浮き上がり、200cm/s ² で滑りも加わる	250



a) 滑り発生時



b) 柱脚の浮き上がり発生時

図 3.13 柱脚の滑りおよび浮き上がり発生時の入力加速度

3. 3. 3 損傷性状

実験中および試験体解体時に各部の損傷観察を行った。ここでは主な損傷状況について述べる。

(1) 試験体 A

入力加速度が大きくなるにつれて、乾式土壁パネルの隅角にひび割れやパネルを留め付けているビスの抜けが進んでいった（図 3.14、3.15）。特にロッキングによる柱脚の浮き上がりが生じた後、着地する際の衝撃によってビスの抜けが進む現象が見られた。また、柱底面では、礎石との摩擦によって図 3.16 に示すように端部がめくれ上がるように磨耗しており、実験後の礎石上には木の細かい磨耗粉が見られた。面取り痕が見えなくなっていたことから、1～2mm 程度は磨耗したと考えられる。一方、接合部の損傷はほとんど見られず、図 3.17 および 3.18 に示すように足固め接合部でのめり込みや込み栓の変形が見られた程度であった。

(2) 試験体 B

試験体 A と同様に柱底面の磨耗が見られたが、端部がめくれ上がる場合と端部を引き込むように磨耗している場合が見られた（図 3.19、3.20）。また、軸組の損傷はほとんど見られなかった。



図 3.14 パネル隅角部のひび割れ

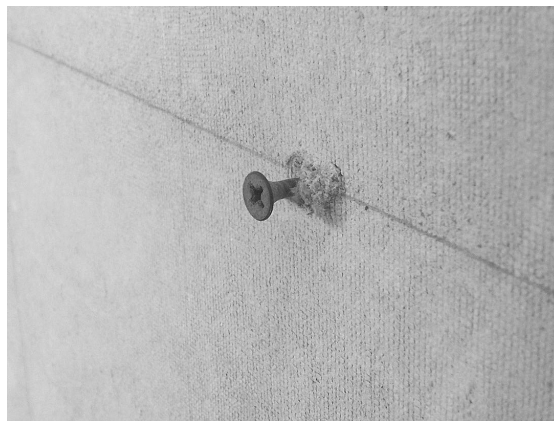


図 3.15 ビスの抜け



図 3.16 柱底面の磨耗

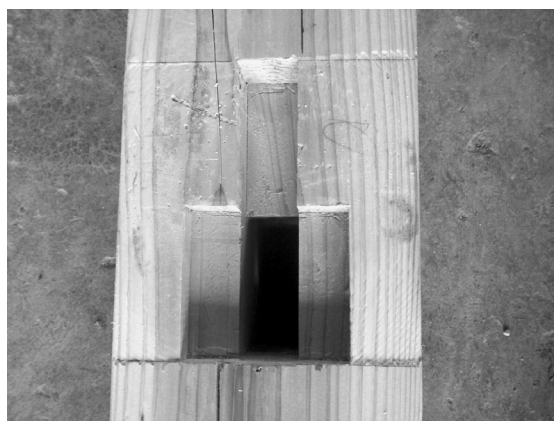


図 3.17 足固め接合部のめり込み



図 3.18 込め栓の変形



図 3.19 柱底面の磨耗（めくれ）



図 3.20 柱底面の磨耗（引き込み）

3. 3. 4 柱脚の滑り

試験体 Bc 正弦波 1.0Hz、 325cm/s^2 加振時および正弦波 2.0Hz、 325cm/s^2 加振時の柱脚の移動量を図 3.21、3.22 に示す。試験体 B において滑りが生じた場合、図 3.21 のように一方向にのみ滑りが生じる場合と図 3.22 のように滑り量が正負でほぼ等しい場合が観察された。正弦波加振で比べると 1.0Hz 加振で載荷重量が軽い方が、一方向のみに滑る傾向がやや見られたが、加振途中でこの性状が変わる場合もありバラツキが大きかった。一方で、BCJ-L2 波加振においては、いずれの場合でも図 3.23 に示すように一方向に滑っていく傾向が見られた。

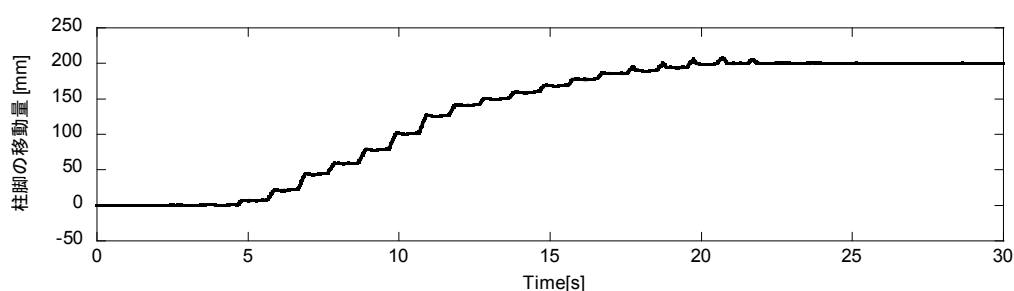


図 3.21 試験体 Bc 正弦波 1.0Hz、 325cm/s^2 加振時の柱脚の移動量

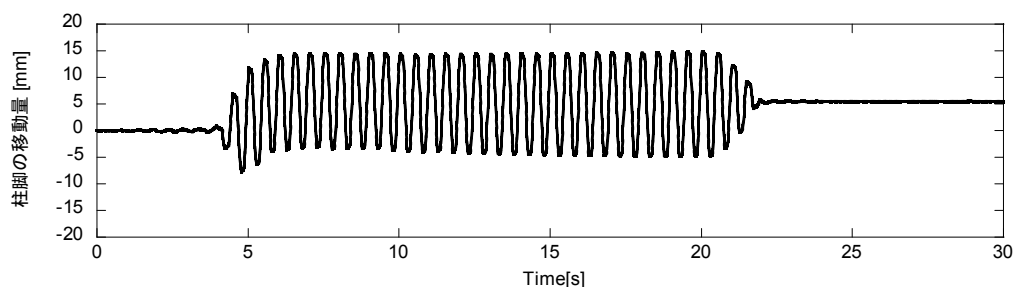


図 3.22 試験体 Bc 正弦波 2.0Hz、 325cm/s^2 加振時の柱脚の移動量

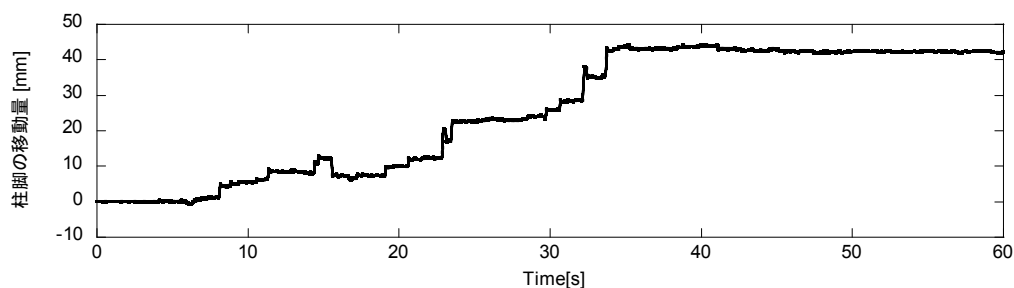


図 3.23 試験体 Bc BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振時の柱脚の移動量

試験体 B の最大滑り量および残留滑り量と入力加速度の関係を図 2.24、2.25 に示す。ここで最大滑り量とは、元の位置から最も離れたときの移動量である。なお、変位計の計測範囲（±250mm）を超えたものは 250mm として示している。入力加速度が 300cm/s^2 を超えると滑りが生じ始め、特に BCJ-L2 波加振では入力加速度が大きくなるとともに滑り量が大きくなっていく傾向が見られる。正弦波加振の場合、バラツキが大きくあまり傾向が見られない。

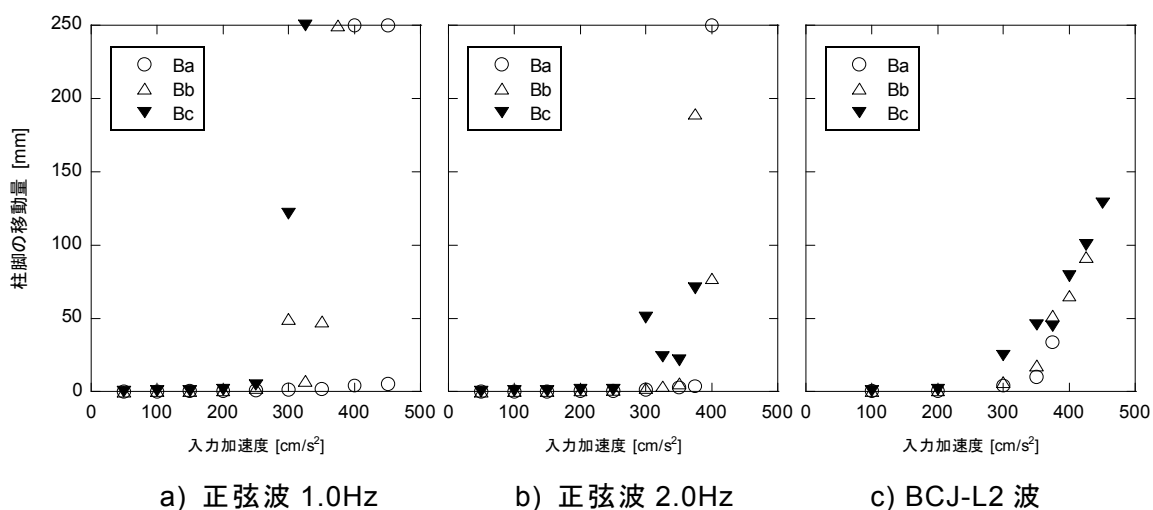


図 3.24 試験体 B の最大滑り量（なお 250mm を示すものは欠測点）

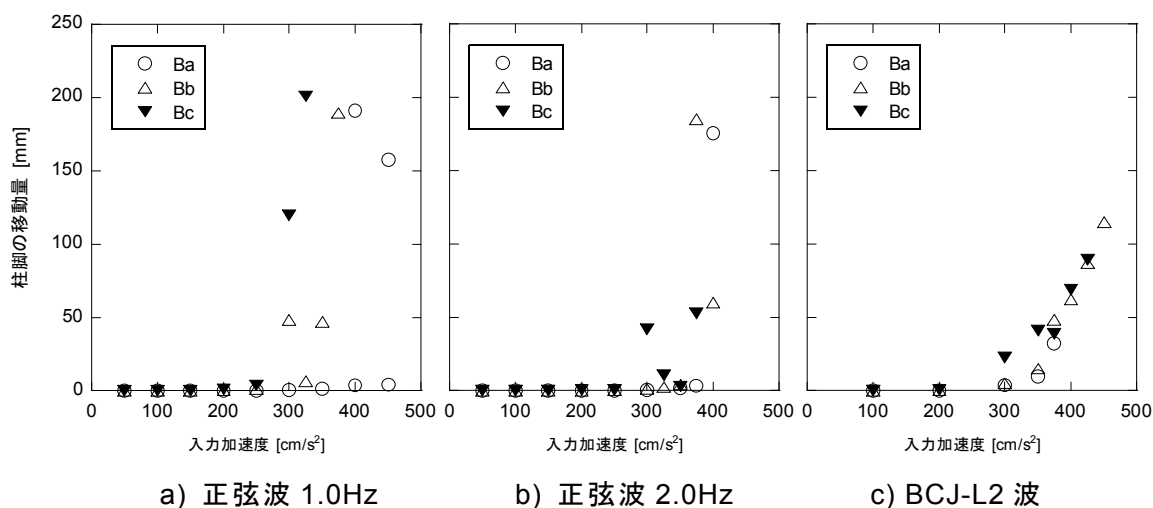


図 3.25 試験体 B の残留滑り量

3. 3. 5 柱底面と礎石間の摩擦係数

試験体 B では、軸組の変形が比較的小さく、ロッキングによる柱脚の浮き上がりも見られなかったことから、剛体の滑り挙動に近い現象が生じたと考える。ここでは、試験体 B の結果に基づいて、柱底面と礎石間の滑り摩擦係数について分析を行う。

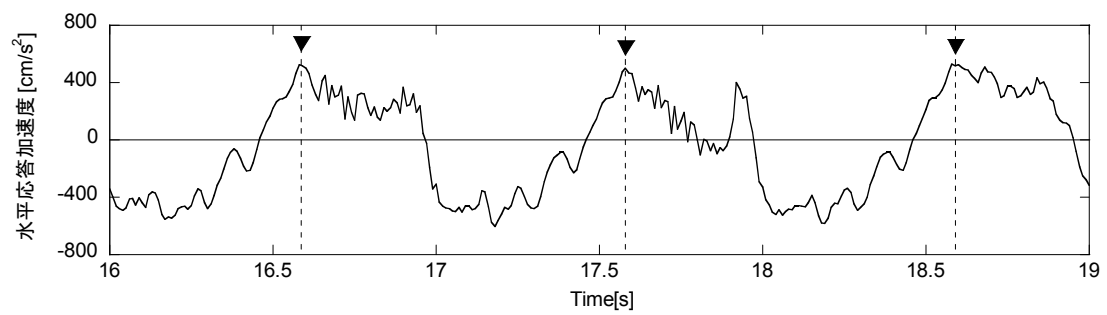
分析を行うに当たって以下の 3 点を仮定する。

- 1) 滑りが生じた瞬間において試験体に作用している慣性力と摩擦力が釣り合う
- 2) 静止状態において試験体の 4 本の柱の負担重量は等しい
- 3) 摩擦係数は一定で変化しない

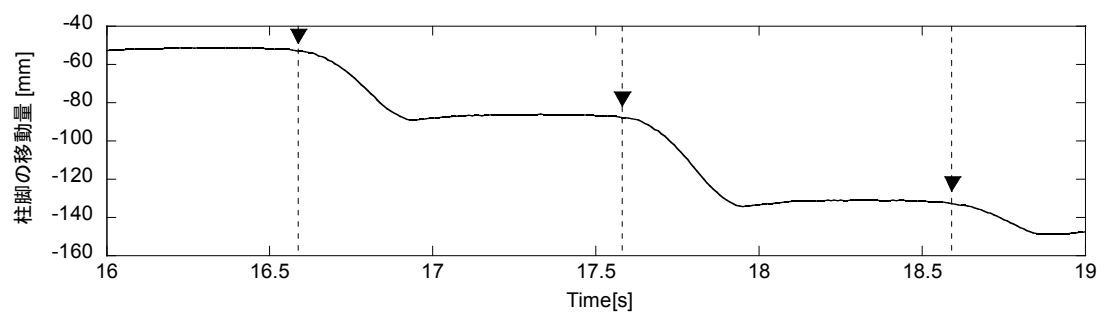
まず Y1、Y2 構面それぞれについて、柱脚の移動量、頂部の水平および鉛直応答加速度、ビデオ映像および音声などの計測データから滑りが生じた時刻を総合的に判断し、その時刻付近での水平加速度のピーク値から試験体に作用していた慣性力を求めた。同時刻のロードセルの値から鉛直荷重の変動量を考慮して、柱底面と礎石間の垂直抗力を求めた。慣性力と摩擦力が釣り合うという仮定から次式が得られる。

$$\mu \left(\frac{M}{2} g + \Delta W_{Yi} \right) = \frac{M}{2} \ddot{x}_{Yi}, i=1, 2 \dots\dots\dots (3.1)$$

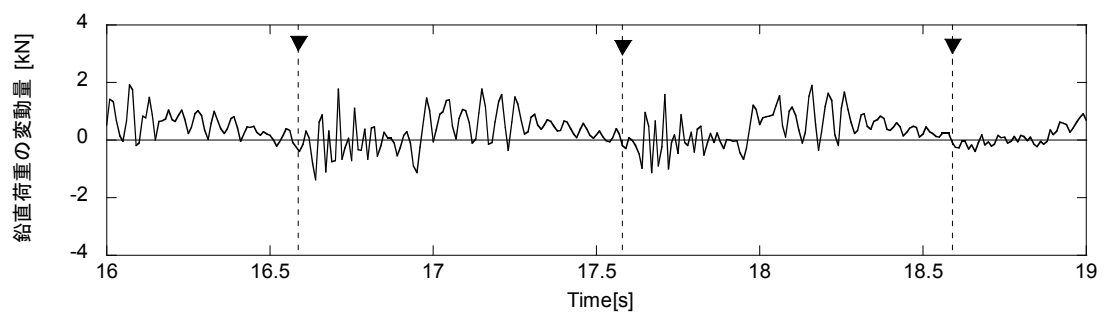
ただし、 μ は摩擦係数、 M は試験体の質量、 g は重力加速度、 ΔW_{Yi} は Yi 構面の鉛直荷重変動量、 \ddot{x}_{Yi} は Yi 構面の水平応答加速度である。(3.1)式より摩擦係数 μ が求められる。同一加振におけるデータから滑りの発生時刻を複数点読み取った場合、それぞれについて摩擦係数を算出した。例として、水平応答加速度、柱脚の移動量、鉛直荷重の変動量の時刻歴を図 3.26 に示す。図中▼印で示した時刻を滑りが生じた時刻と判断した。



a) 水平応答加速度の時刻歴



b) 柱脚移動量の時刻歴



c) 鉛直荷重の変動量の時刻歴

図 3.26 滑り発生時刻の抽出例 (▼ : 滑り発生と判断した時刻)

載荷重量および構面ごとに、得られた摩擦係数を図 3.27 に、平均値等をまとめたものを表 3.7 に示す。摩擦係数は概ね 0.3～0.5 程度に分布していることがわかる。なお、入力波の違いによる傾向は見られなかった。Y1 構面に比べて Y2 構面の摩擦係数の平均値が小さいことは、実験時に Y2 構面の方が、滑り量がやや大きかったことと定性的に一致している。Ba、Bb 試験体に比べて、Bc 試験体で摩擦係数がやや小さくなっているが、繰り返し実験を行ったことによる柱底面の磨耗や、自重によるめり込みによって接触面の状態に違いがあったと考えられる。

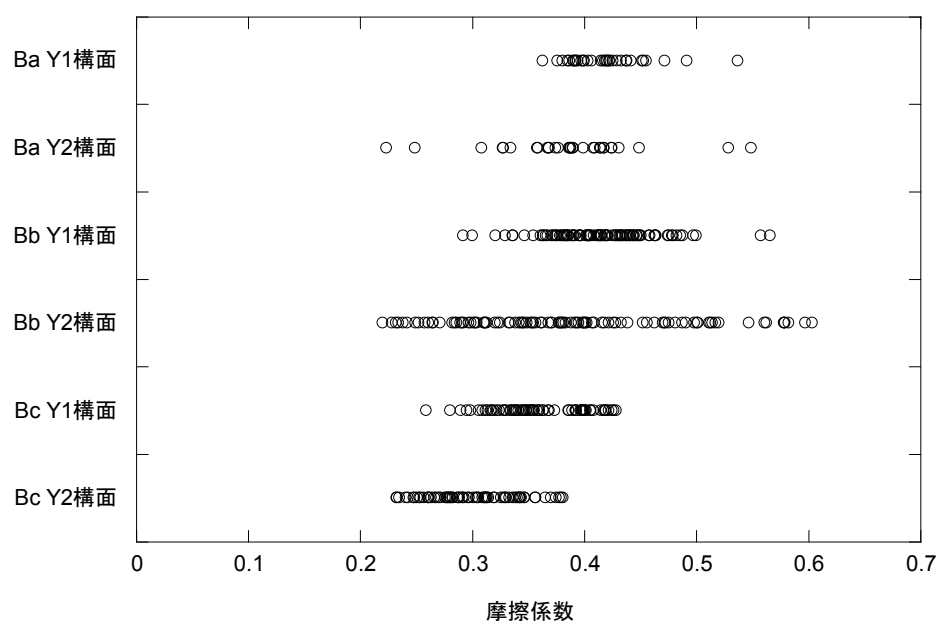


図 3.27 載荷重量および構面ごとの摩擦係数

表 3.7 摩擦係数の統計量

	Ba Y1構面	Ba Y2構面	Bb Y1構面	Bb Y2構面	Bc Y1構面	Bc Y2構面
最小値	0.36	0.22	0.29	0.22	0.26	0.23
最大値	0.54	0.55	0.57	0.60	0.43	0.38
平均値	0.42	0.39	0.42	0.38	0.36	0.30
変動係数	0.08	0.15	0.11	0.25	0.11	0.13
重量別 平均値	0.40		0.40		0.33	
全体 平均値	0.38					

3.3.6 ロッキングによる柱脚の浮き上がり

礎石建て建物に地震力が作用したとき、図 3.1 で示したように構面のせん断変形、柱脚の滑り、ロッキングによる柱脚の浮き上がりといった挙動が見られると考えられる。実験においても柱脚の浮き上がりが観察された。

まず、柱脚が浮き上がったときの試験体頂部の応答加速度波形の特徴について述べる。試験体 Aa、正弦波 1.0Hz、 250cm/s^2 加振における Y1 構面の柱脚の荷重変動量の時刻歴を図 3.28 に示す。また同一加振における、試験体頂部の応答加速度時刻歴を図 3.29 に示す。ただし、転倒の危険性があったために 7~8 秒付近で加振を停止している。荷重変動量の時刻歴が図 3.28 の \leftrightarrow で示した部分のようにフラットになったところ、すなわち荷重変動が起こっていない区間で柱に浮き上がりが生じ、ロッキング振動をしているとみなせる。図 3.28 において、 \leftrightarrow で示した部分は柱が浮き上がっていると判断できる区間であり、同様な形状をしている他の区間も柱が浮き上がっている。柱脚の浮き上がり始めと終わりに応答加速度にピークが見られ、その間はピークよりも低い振幅で波形に凹凸が見られる。また、X1 構面と X2 構面で浮き上がりの向きが変わる際に、加速度の正負が急激に入れ替わっていることが分かる。試験体 Ac、正弦波 1.0Hz、 100cm/s^2 加振における応答加速度の時刻歴を図 3.30 に示す。図 3.30 でも \leftrightarrow で示した部分などで柱脚の浮き上がりが起こっている。柱脚の浮き上がり始めと終わりにピークが見られること、その間はピークよりも低い振幅で波形に凹凸が見られることは図 3.29 と共通している。

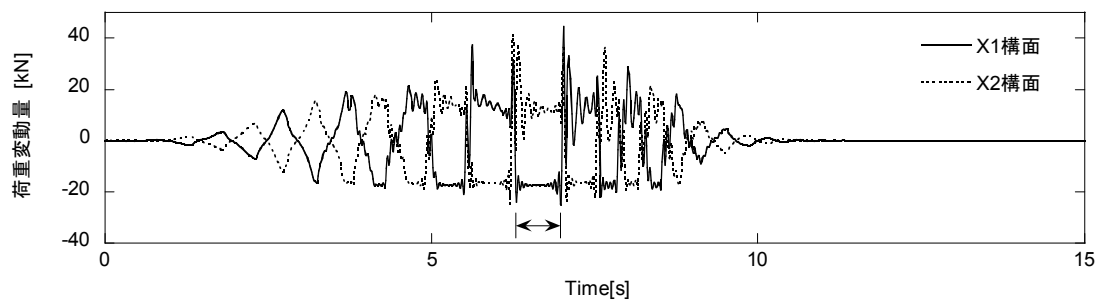


図 3.28 試験体 Aa 正弦波 1.0Hz、 250cm/s^2 加振時の荷重変動量

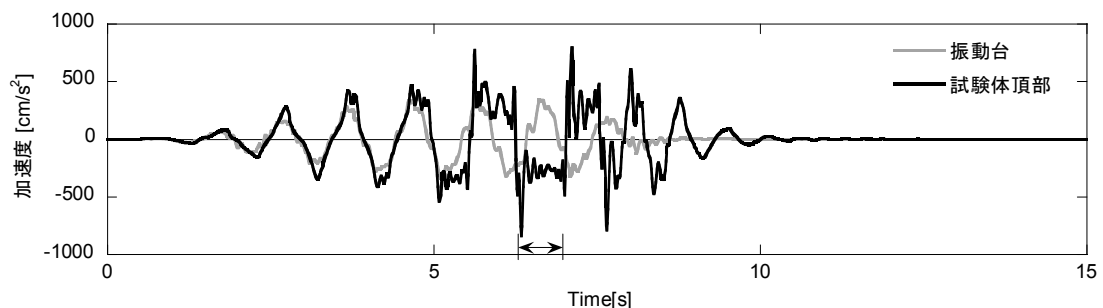


図 3.29 試験体 Aa 正弦波 1.0Hz、 250cm/s^2 加振時の水平応答加速度

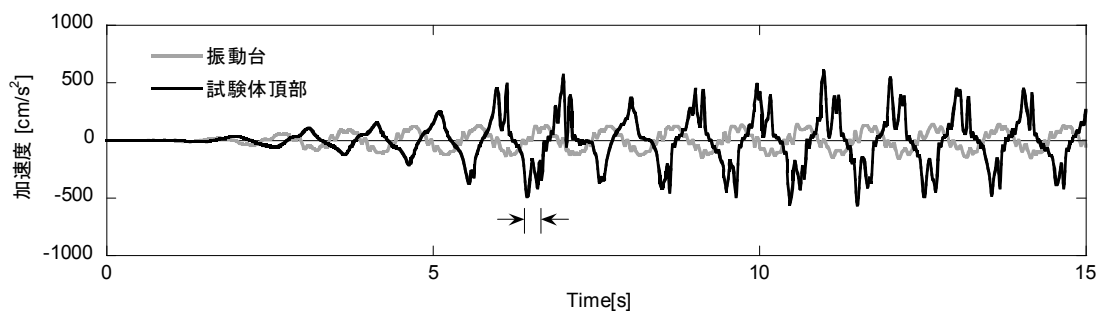


図 3.30 試験体 Ac 正弦波 1.0Hz, 100cm/s² 加振時の水平応答加速度

図 3.31 に、試験体 Aa、正弦波 1.0Hz, 250cm/s² 入力時における試験体頂部の鉛直方向の加速度応答時刻歴を示す。この加速度計は X2 構面側の桁に取り付けられており、 \longleftrightarrow で示した区間 A で X2 構面側の柱が礎石に接地している。この区間 A の始まる部分において、X2 構面側の柱が礎石に衝突しており、この区間において加速度波形に衝突の影響があらわれている。また区間 B では、X2 構面側の柱が浮き上がっており、ロッキング振動中の上部構造の振動などの影響が現れている。同一加振における、試験体頂部の水平応答加速度を図 3.32 に示す。図 3.31 の区間 B と同様な波形が図 19 の区間 B にも見られる。図 3.32 の区間 B のロッキング振動中に見られる小振幅の振動の周波数は、波形からおおよそ 8~10Hz と読み取れる。ホワイトノイズ波加振の応答から求めた水平方向の卓越振動数とは対応していない。

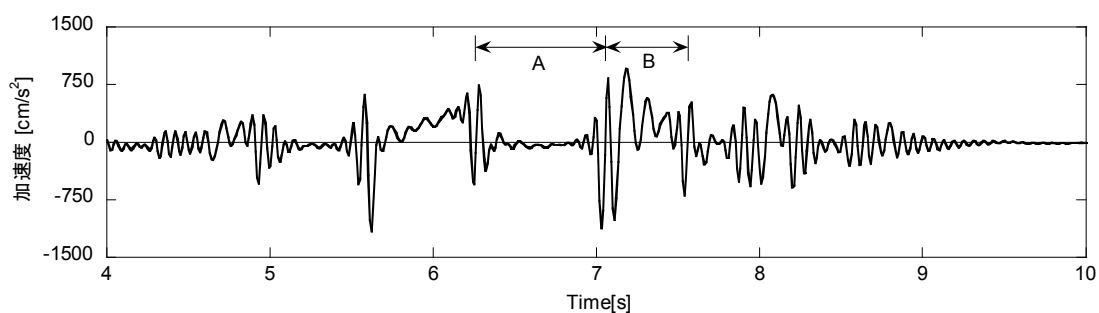


図 3.31 正弦波 1.0Hz, 250cm/s² 入力時、鉛直方向の加速度応答

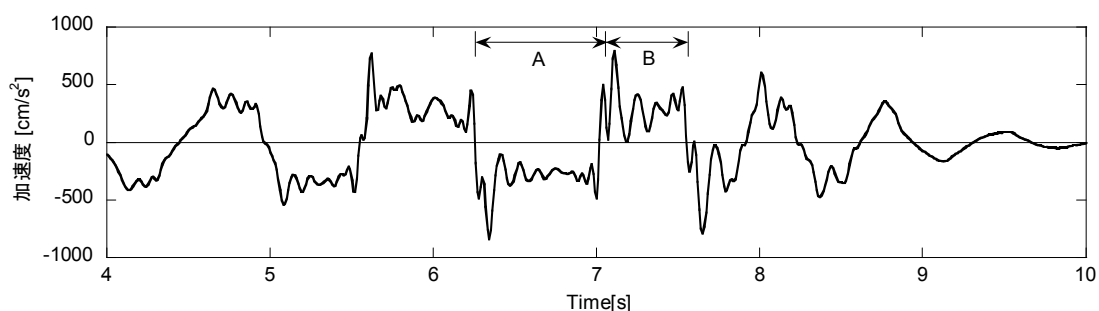


図 3.32 正弦波 1.0Hz, 250cm/s² 入力時、水平方向の加速度応答

次に、ロッキングによる柱脚の浮き上がりが生じたときに試験体に作用していた水平力を応答加速度から分析する。まず、モーメントの釣り合いを考えるため、試験体の構面を図 3.33 のようにモデル化する。浮き上がりの時の回転中心となる点 O からの重心位置を b 、 h とする。浮き上がりが生じる瞬間の水平力を Q 、質量を m 、重力加速度を g とおく。重心の鉛直方向の応答加速度を考慮しない場合、点 O を中心とするモーメントの釣り合いより、

$$Qh = mgb \cdots \cdots (3.2)$$

が成り立つ^[3-3]。試験体頂部の水平応答加速度を \ddot{x}_h とおくと、 $Q = m(-\ddot{x}_h)$ であるから (3.2) 式より、

$$\ddot{x}_h = -\frac{b}{h}g \cdots \cdots (3.3)$$

となる。また、重心の鉛直方向の応答加速度 \ddot{x}_v を考慮すると、点 O を中心とするモーメントの釣り合いより、

$$Qh = (mg + m\ddot{x}_v)b \cdots \cdots (3.4)$$

が成り立ち、

$$\ddot{x}_h = -\frac{b}{h}(g + \ddot{x}_v) \cdots \cdots (3.5)$$

となる。

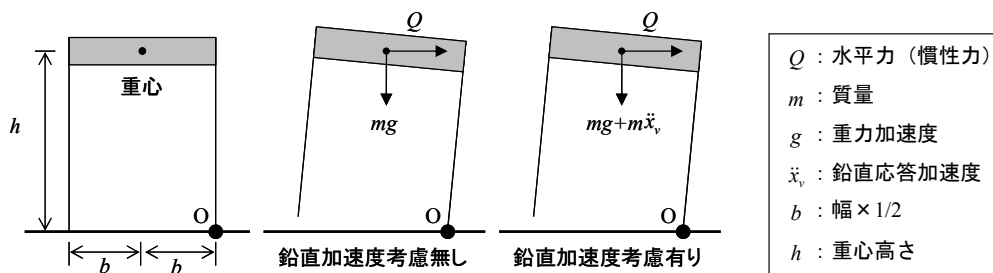
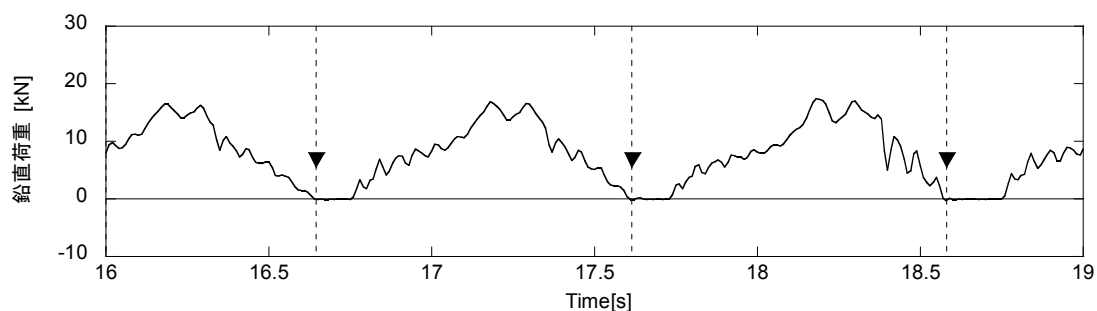
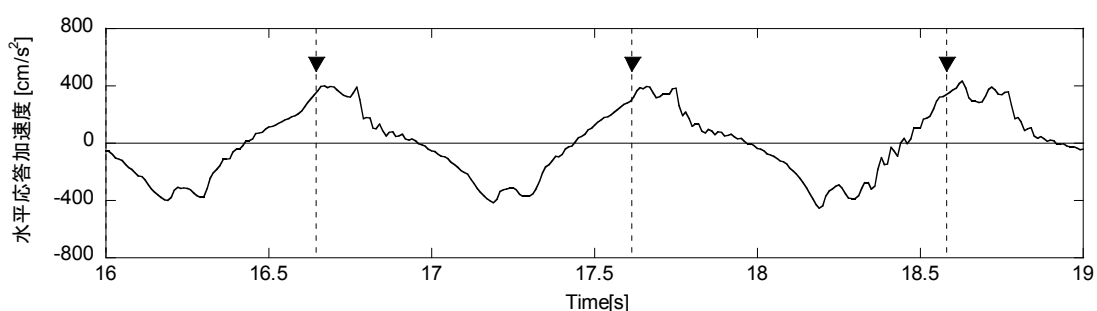


図 3.33 柱脚の浮き上がりのモデル化

(3.3)式および(3.5)式で表される浮き上がり発生時の水平応答加速度の理論値と振動台実験結果との対応について調べる。礎石下に設置したロードセルによって計測した鉛直荷重の時刻歴波形から荷重がゼロになっている区間を柱脚が浮き上がっている区間とする。当該区間で柱脚の浮き上がりが生じていることはビデオ映像からも確認した。構面両端の柱のいずれかで荷重がゼロになる瞬間の頂部の水平および鉛直応答加速度を構面ごとに抽出した。例として、鉛直荷重および応答加速度の時刻歴を図 3.34 に示す。図中▼印で示した時刻を柱脚の浮き上がりが生じた時刻と判断した。



a) 鉛直荷重の時刻歴



b) 水平応答加速度の時刻歴

図 3.34 柱脚の浮き上がり発生時刻の抽出例（▼：浮き上がり発生と判断した時刻）

載荷重量および構面ごとに得られた水平応答加速度の絶対値を図 3.35 に示す。概ね $200 \sim 600 \text{ cm/s}^2$ 程度に分布していることが分かる。得られた水平応答加速度の統計量と(3.3)式による理論値をまとめて表 3.8 に示す。試験体 Aa、Ab、Ac の重心高さ h はそれぞれ 2,545mm、2,593mm、2,633mm である。いずれの試験体でも実験値は、(3.3)式による理論値を上回っている。

抽出した水平応答加速度と鉛直応答加速度の関係を図 3.36 に示す。X1 と X2 構面頂部の鉛直応答加速度を平均して重心の鉛直応答加速度としている。図中に実験値の線形回帰線と相関係数、(3.3)式および(3.5)式による理論値を併せて示す。水平および鉛直応答加速度には正の相関が見られ、(3.5)式によって概ね傾向を捉えていると言える。

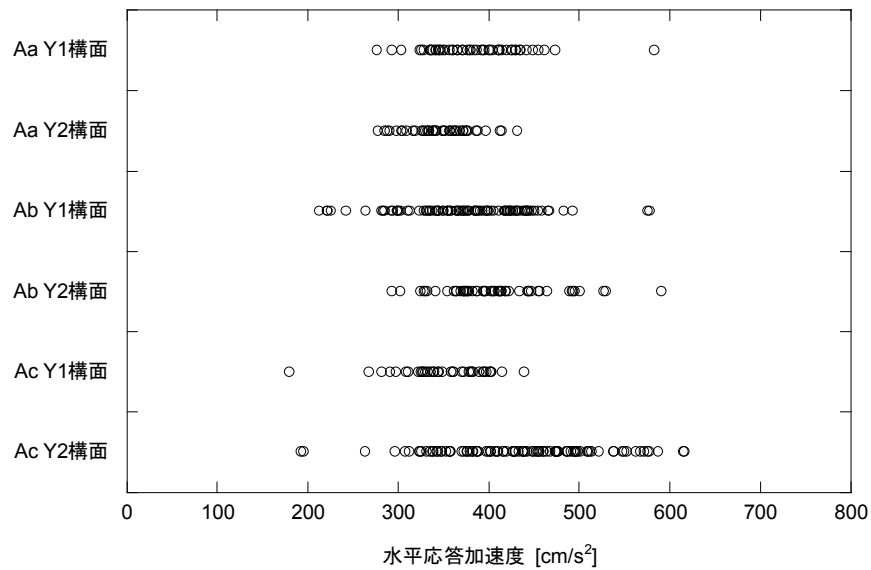


図 3.35 柱脚の浮き上がり発生時の水平応答加速度

表 3.8 柱脚の浮き上がり発生時の水平応答加速度[cm/s²]の統計量と理論値

	Aa Y1構面	Aa Y2構面	Ab Y1構面	Ab Y2構面	Ac Y1構面	Ac Y2構面
最小値	583	590	431	439	578	616
最大値	277	293	278	179	213	192
平均値	385	407	345	354	374	432
変動係数	0.13	0.14	0.10	0.13	0.18	0.20
重量別 平均値	396		350		403	
(3.3)式による 理論値	350		344		338	

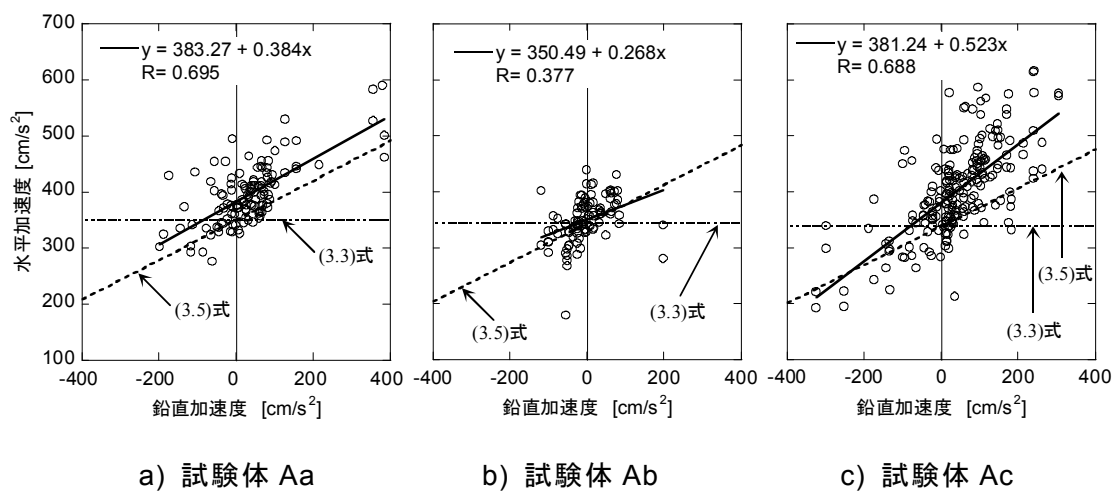


図 3.36 柱脚の浮き上がり発生時の水平加速度と鉛直加速度の関係

3.4 まとめ

本章では、 1×1 スパンの木造建物の振動台実験を実施し、礎石建て構法木造建物特有の現象である、柱脚の滑りおよびロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動について分析を行った。

見付けの鉛直構面のアスペクト比が $b(\text{幅} \times 1/2)/h(\text{重心高さ}) \approx 0.35$ の試験体においては、柱脚の滑りおよびロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動の両者が観察された。一方、アスペクト比が $b/h \approx 1.6$ の試験体においては、柱脚の滑りのみが見られ柱脚の浮き上がりは生じなかった。後者の試験体の滑り挙動については、一方向にのみ滑っていく場合と1回の滑り量が正負でほぼ等しくなる場合が観察され、加振振動数が低く載荷重量が軽い方が一方向に滑っていく傾向がやや見られたが、加振途中でこの性状が変わる場合もありバラツキが大きかった。軸組の変形が小さく、柱脚の浮き上がりが生じないという状況において、滑りが生じた瞬間の慣性力と摩擦力が釣り合うとき、柱底面と礎石間の摩擦係数の平均値は0.38でおよそ0.3~0.5に分布した。ロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動の分析から、浮き上がり後の柱と基礎との衝突については、鉛直方向の加速度にその影響が現れていることを示した。また、柱脚の浮き上がりが生じているときの加速度波形に、上部構造の振動などの影響が現れていると考えられる部分があり、これについてはさらに検討が必要である。柱脚の浮き上がりが生じる瞬間の水平力について、重心の鉛直方向の応答加速度を考慮した静的なモーメントの釣り合いから概ねその傾向を捉えることが出来た。

第3章の参考文献

- [3-1] 杉山亮太, 鈴木祥之, 後藤正美, 村上博: 乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集, 第24号, pp.125-130, Dec. 2006.
- [3-2] 日野幹雄: 統計ライブラリー スペクトル解析, 朝倉書店, 1977.
- [3-3] 藤井雅也, 松本慎也, 村上雅英, 杉本敏和, 井上隆二, 完山利行, 小松幸平: 上載荷重が面材釘打ち大壁耐力壁の面内せん断試験の復元力特性に与える影響の考察, 日本建築学会構造系論文集, 第619号, pp. 105-110, Sep. 2007.

第4章 伝統構法木造建物の弾塑性地震応答解析

4.1 目的

構造物の地震時挙動や耐震性能の評価は実大振動台実験によることが最も直接的かつ有効であるが、試験体数や実験パラメータの制限から実験結果を一般の構造物に拡張するには不十分な場合がある。実験結果に一般性を付加するとともに現象を本質的に理解・分析するためには、数値解析により応答を予測できる解析モデルおよび手法の構築が必要不可欠であると考ええる。

まず、 1×1 スパンの木造建物を例として、水平構面の変形を考慮した地震応答解析モデルの概要について述べ、運動方程式を示す。次に、2章で実施した実大振動台実験における 1×3 スパン試験体を対象として解析モデルを構築し、弾性および弾塑性地震応答解析によって振動台実験の追試を行い解析モデルの妥当性を検証する。さらに、水平構面の復元力特性に関するパラメータスタディを行い、水平構面が鉛直構面の層間変形角応答に及ぼす影響について分析する。

4.2 解析モデル

4.2.1 柔な水平構面を有する建物モデル

まず、通し柱 4 本からなる平屋建ての木造建物を想定する（図 4.1）^[4-1]。建物の質量は通し柱－梁接合部に集中しているとし、この質点の水平 2 方向に変位自由度を与える。上下方向変位は考慮しない。したがって、この 4 本柱の場合、自由度は 8 である。柱頭柱脚の接合部や土壁などの鉛直構面の耐震要素は、隣り合う 2 本の柱の間の 1 つの壁要素として置換する。2 階の床に相当する水平構面は、質点を結ぶ梁要素と床要素で置換する。梁要素には軸剛性のみ、床要素にはせん断剛性のみを与える。

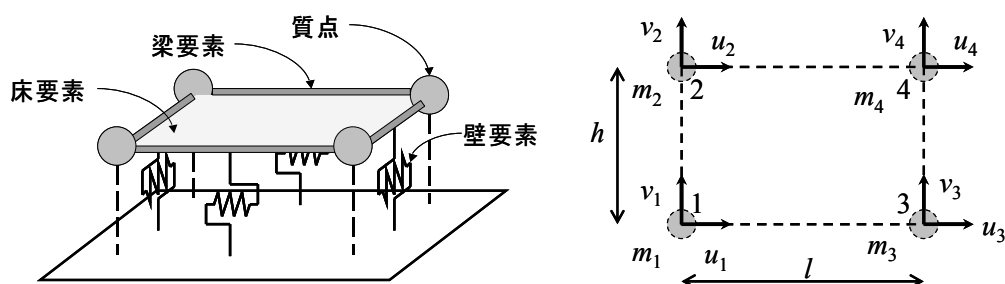


図 4.1 柔な水平構面を有する建物モデル

(1) 壁要素

隣り合う 2 本の柱の間の耐震要素は、1 つの壁要素として非線形バネで置換する。壁要素の変形によって生じる復元力特性は、復元力－層間変形角関係として与えるが、層間変形角 R は、両端の質点の相対変位を u_1 および u_2 、階高を H として、

$$R = (u_1 + u_2) / 2H \dots\dots\dots (4.1)$$

で定義する。また、壁要素の復元力 P は両端の質点に均等に作用するとする（図 4.2）。

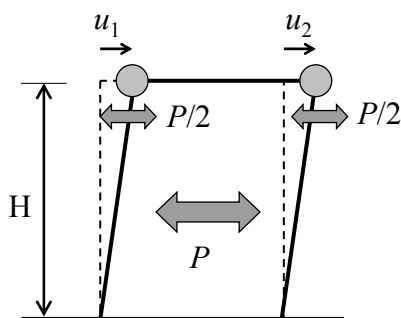


図 4.2 鉛直構面の解析モデル

(2) 床要素

天井に相当する水平構面は、質点を結ぶ梁要素と床要素で置換する（図 4.3）。床要素にはせん断変形のみを許す。床要素の変形によって生じる復元力特性は、せん断力－せん断変形角関係として与えるが、床要素のせん断変形角 γ は次式で定義する。

$$\gamma = \frac{1}{2h}(-u_1 + u_2 - u_3 + u_4) + \frac{1}{2l}(-v_1 - v_2 + v_3 + v_4) \dots\dots\dots (4.2)$$

ただし、 u_i および v_i は各質点の相対変位、 h および l は床要素のサイズである。床要素のせん断力を τ とすると、床要素から質点に作用する力は図 4.4a のようになる。

(3) 梁要素

梁要素は軸剛性のみを与え、軸方向の変形を考慮する。梁の弾性係数を E 、断面積を A 、梁の長さを l とすると、軸剛性は EA/l となり、梁要素から質点に作用する力は図 4.4b のようになる。ただし、実際の解析においては軸剛性を十分大きく設定し解析結果に影響しない程度に梁要素を剛とする。

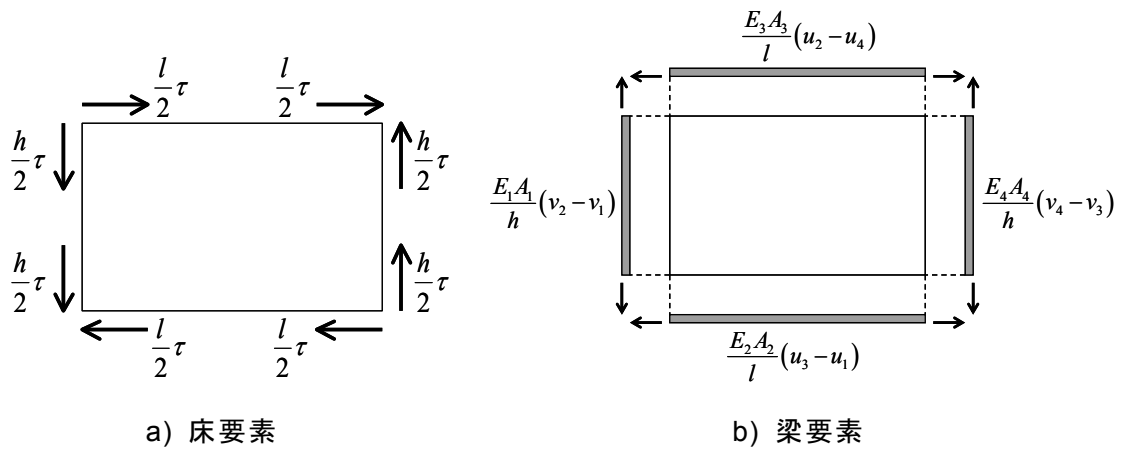


図 4.4 床要素と梁要素によって質点に作用する力

4. 2. 2 運動方程式

運動方程式は、変位ベクトルを $\mathbf{X}=[u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4]^T$ としてマトリクス表現を用いて次式で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{P} + \mathbf{Q} = -\mathbf{M}\mathbf{f}(t) \dots\dots\dots (4.3)$$

ただし、 $\ddot{\mathbf{X}}$ および $\dot{\mathbf{X}}$ はそれぞれ加速度、速度ベクトル、 \mathbf{M} は質量マトリクス、 \mathbf{C} は減衰マトリクス、 \mathbf{P} は壁要素による復元力、 \mathbf{Q} は水平構面による復元力、 $\mathbf{f}(t)$ は地動加速度に関するマトリクスである。減衰マトリクス \mathbf{C} は剛性比例型あるいはレーリー減衰として与える。

例として、弾性、滑り考慮なしの場合の(4.3)式の各要素について示す。解析モデルの諸係数を図 4.5 のように定める。 m_i は質量、 k_i は鉛直構面の剛性、 α_i は梁要素の軸剛性、 G は床要素のせん断弾性係数である。

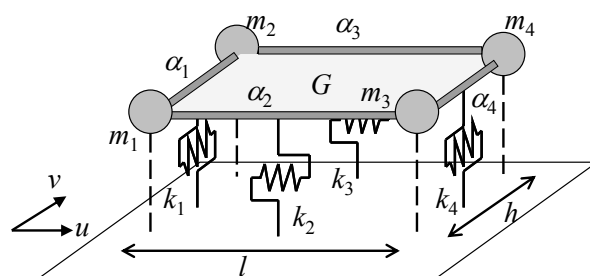


図 4.5 解析モデルのパラメータ（弾性の場合）

壁要素による復元力 \mathbf{P} は、壁要素の剛性マトリクス \mathbf{K} を用いて、

$$\mathbf{P} = \mathbf{K}\mathbf{X} \dots\dots\dots (4.4)$$

で表される。ただし、

$$\mathbf{K} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} k_2 & & & & & & & \\ 0 & k_1 & & & & & & \\ 0 & 0 & k_3 & & & & & \\ 0 & k_1 & 0 & k_1 & & & & \\ k_2 & 0 & 0 & 0 & k_2 & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_4 & & \\ 0 & 0 & k_3 & 0 & 0 & 0 & k_3 & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_4 & 0 & k_4 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.5)$$

である。

水平構面による復元力 \mathbf{Q} は、梁要素の剛性マトリクス \mathbf{N} および床要素の剛性マトリクス \mathbf{T} を用いて、

$$\mathbf{Q} = \mathbf{N}\mathbf{X} + \mathbf{T}\mathbf{X} \dots\dots\dots (4.6)$$

で表される。ただし、

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} \alpha_2 & & & & & & & \\ 0 & \alpha_1 & & & & & & \\ 0 & 0 & \alpha_3 & & & & & \\ 0 & -\alpha_1 & 0 & \alpha_1 & & & & \\ -\alpha_2 & 0 & 0 & 0 & \alpha_2 & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \alpha_4 & & \\ 0 & 0 & -\alpha_3 & 0 & 0 & 0 & \alpha_3 & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\alpha_4 & 0 & \alpha_4 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$\mathbf{T} = \frac{G}{4} \begin{bmatrix} l/h & & & & & & & \\ 1 & h/l & & & & & & \\ -l/h & -1 & l/h & & & & & \\ 1 & h/l & -1 & h/l & & & & \\ l/h & 1 & -l/h & 1 & l/h & & & \\ -1 & -h/l & 1 & -h/l & -1 & h/l & & \\ -l/h & -1 & l/h & -1 & -l/h & 1 & l/h & \\ -1 & -h/l & 1 & -h/l & -1 & h/l & 1 & h/l \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.8)$$

である。

以上より、弾性の場合(4.3)式は、

$$\begin{aligned} \mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + (\mathbf{K} + \mathbf{N} + \mathbf{T})\mathbf{X} &= -\mathbf{M}\mathbf{f}(t) \\ \Rightarrow \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{X}} \\ \ddot{\mathbf{X}} \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{1} \\ -\mathbf{M}^{-1}(\mathbf{K} + \mathbf{N} + \mathbf{T}) & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{X} \\ \dot{\mathbf{X}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{f}(t) \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.9) \end{aligned}$$

となる。

壁要素と床要素の弾塑性を考慮する場合、弾塑性復元力を \mathbf{F} として運動方程式は、

$$\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{F}(\mathbf{X}, \dot{\mathbf{X}}) = -\mathbf{f}(t) \dots\dots\dots(4.10)$$

となり、履歴変位ベクトル \mathbf{Z} および $\mathbf{g}_z = \dot{\mathbf{Z}}$ を導入して、

$$\begin{bmatrix} \dot{\mathbf{X}} \\ \ddot{\mathbf{X}} \\ \dot{\mathbf{Z}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{1} & \mathbf{0} \\ -\mathbf{r}(\mathbf{K} + \mathbf{N} + \mathbf{S}) & -\mathbf{C} & -(1-\mathbf{r})\mathbf{\Phi} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{X} \\ \dot{\mathbf{X}} \\ \mathbf{Z} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{g}_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{f}(t) \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \dots\dots\dots(4.11)$$

として状態方程式表現される。ただし、 \mathbf{r} は線形成分と履歴成分の複合割合に関するマトリクス、 $\mathbf{\Phi}$ は履歴復元力に関するマトリクスである。

4.3 実大振動台実験結果との比較

4.3.1 水平構面の変形を考慮した弾性地震応答解析

2 章で述べた実大振動台実験の試験体を対象とした弾性地震応答解析によって、振動台実験におけるホワイトノイズ波加振で得られた振動特性との比較を行い、解析モデルの妥当性について検討する。さらに、水平構面の剛性が 1 次卓越振動数に及ぼす影響についても分析する。

前節で述べた 1×1 スパンの解析モデルを 1×3 スパンへ拡張する（図 4.6）。寸法や質量については振動台実験の試験体に準じて設定し、土壁パネルの質量は壁配置を考慮して分配する。土壁パネル付架構および軸組架構の剛性は既往の実験結果から設定する。本項の分析で共通の解析定数を表 4.1 に示す。応答解析の時間刻みは 0.001 秒とした。

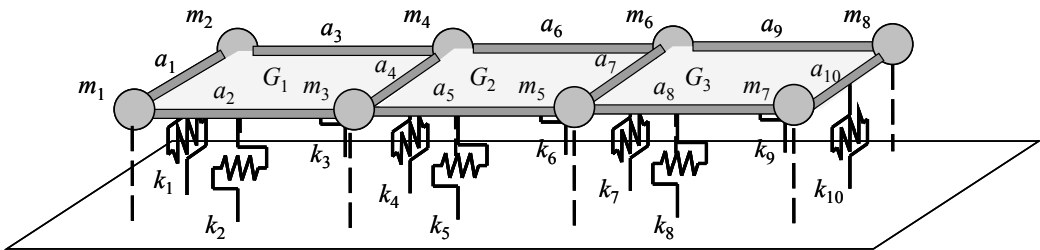


図 4.6 第 2 章の実大振動台実験の解析モデル

表 4.1 弾性応答解析における共通の解析定数

平面寸法	3,640mm×10,920mm	
階高	土台試験体	
	2,925mm	
質量 (土壁パネル除く)	m_1, m_2, m_7, m_8	m_3, m_4, m_5, m_6
	1.33ton	1.41ton
梁要素の軸剛性	$1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$	
土台仕様・土壁パネル2Pの剛性	5,000kN/rad	
軸組架構2Pの剛性	240kN/rad	

まず、土台試験体・壁配置 A の実験結果を目標として解析を行った。床要素のせん断剛性と減衰定数を変化させながら 1 次卓越振動数およびフーリエスペクトル比^[4-2]の一致するように調整した。減衰はレーリー型とし 1 次、2 次の減衰定数を与えて次式より減衰マトリクス **C** を作成した^[4-3]。

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \dots\dots\dots (4.12)$$

ただし、 \mathbf{M} は質量マトリクス、 \mathbf{K} は剛性マトリクス、 a_0 および a_1 は 1 次、2 次の減衰定数 h_1 、 h_2 および固有円振動数 ω_1 、 ω_2 から求まる変数で、

$$\begin{cases} a_0 = 2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \\ a_1 = 2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \end{cases} \dots\dots\dots(4.13)$$

である。

土台試験体、壁配置 A のときのホワイトノイズ波短手方向加振によるフーリエスペクトル比を実験と解析で比較して図 4.7 に示す。ここでは、実験のフーリエスペクトル比における 1 次卓越振動数を目標として、水平構面のせん断弾性係数を試行錯誤的に決定した後、スペクトル比の振幅が合うように減衰定数を調整した。それぞれの場合のせん断弾性係数 G [kN/rad/m] と減衰定数 h_1 、 h_2 を表 4.2 に示す。1 次卓越振動数を目標として決定した解析モデルは、1 次卓越振動数における各構面の振幅の比率もよく一致している。2 次モードについても卓越振動数および各構面の振幅の比率は、いずれも実験と解析がよく一致している。ただし、柔床仕様の場合の 3 次卓越振動数については、解析結果の方がやや低くなっている。

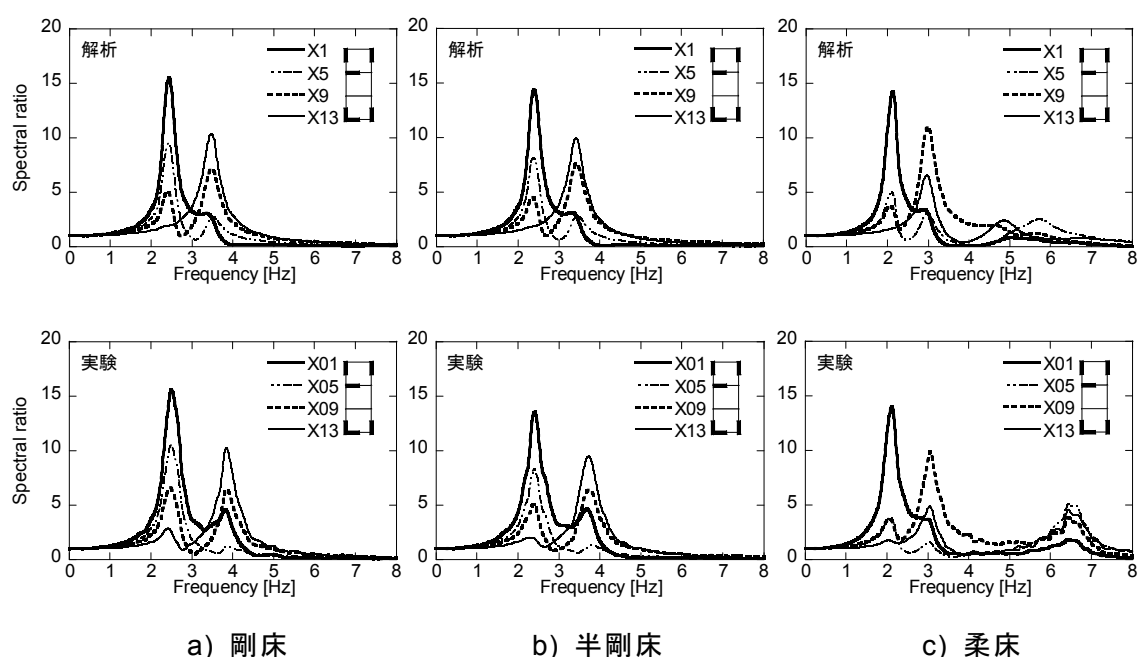


図 4.7 土台試験体・壁配置 A のフーリエスペクトル比の実験と解析の比較

表 4.2 土台試験体・壁配置 A のせん断弾性係数 G と減衰定数 h_1 、 h_2

	G [kN/rad/m]	h_1	h_2
剛床	15000	0.035	0.045
半剛床	5000	0.040	0.045
柔床	800	0.040	0.045

壁配置 B 及び C の場合のホワイトノイズ波加振におけるフーリエスペクトル比の解析結果を図 4.8、4.9 に示す。図 4.8 においては、壁配置の対称性より X1 と X13 構面、X5 と X9 構面のスペクトル比はそれぞれ重なっている。振動台実験では壁配置 A、B、C と連続して実験を行っており、各部材が繰り返し変形したことによって剛性が低下していた。解析では、この累積損傷による剛性低下を考慮していないため、実験結果とやや異なるスペクトル形状となっている。

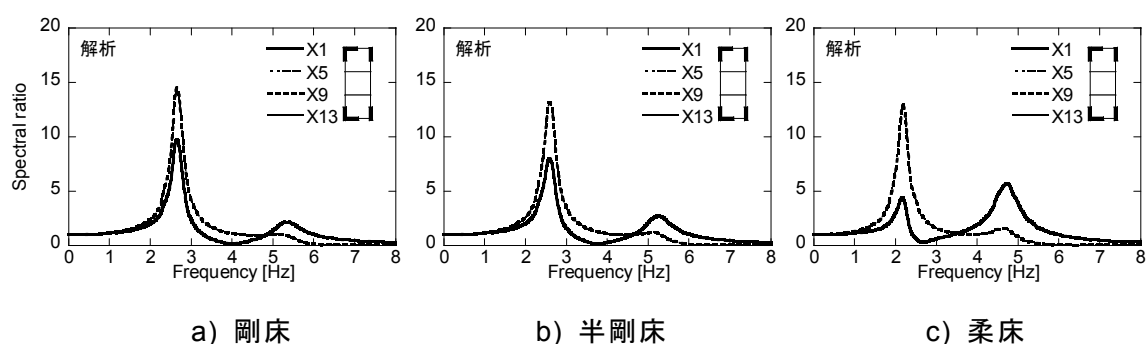


図 4.8 土台試験体・壁配置 B のフーリエスペクトル比の解析結果

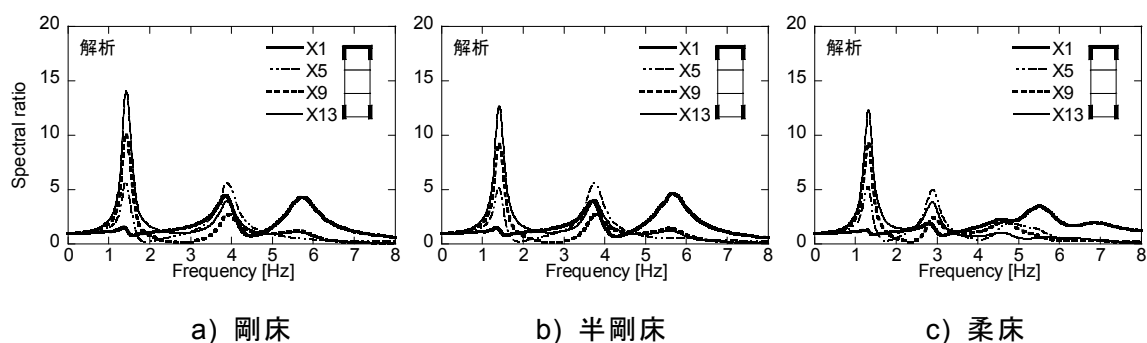


図 4.9 土台試験体・壁配置 C のフーリエスペクトル比の解析結果

以上より、4.2 節で設定した解析モデルによって振動台実験における試験体の小変形での挙動は概ね再現可能であると言える。大変形を経験しておらず各部材の剛性低下が無い場合には、さらに良い精度で実験結果を再現可能であることが判明した。

各壁配置における1次卓越振動数と水平構面のせん断弾性係数 G の関係を図 4.10 に示す。横軸は対数軸である。減衰は、 $h_1=0.40$ 、 $h_2=0.45$ として与えた。上述の解析モデルの水平構面のせん断弾性係数の値（表 4.2）も併せて示している。壁配置によって床剛性の影響に違いが見られ、壁配置 B のときに最も床剛性の影響が大きいことが分かる。また、 $G \geq 10000 \text{ kN/rad/m}$ 程度であれば、1次卓越振動数はほとんど変化していないため剛床であると言える。ただし、 $G \geq 5000 \text{ kN/rad/m}$ 程度であれば卓越振動数の変化は小さく、振動台実験において半剛床と剛床の振動特性に大きな違いが見られなかったことと調和的である。 $G \leq 3000 \text{ kN/rad/m}$ 程度になると卓越振動数の変化が大きくなっていることが分かる。

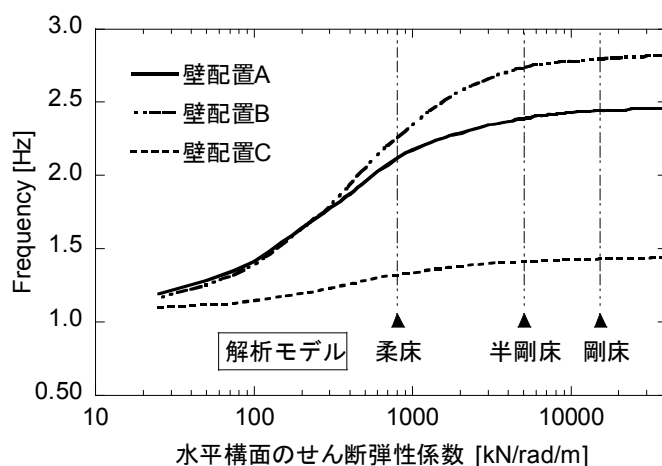


図 4.10 各壁配置における1次卓越振動数と水平構面の剛性の関係

4.3.2 水平構面の変形を考慮した弾塑性地震応答解析

2章で述べた実大振動台実験の1×3スパン試験体を対象とした解析モデルを構築し、振動台実験における地震波加振時の応答結果との比較を行う。

鉛直構面の耐震要素は、乾式土壁パネルと柱ほぞによる軸組架構である。復元力特性は、トリリニア型とスリップ型モデルの複合型とし（図4.11）、既往の静的実験結果^[4-4]を参考にして各パラメータを設定した（表4.3）。トリリニア型の第一降伏点とスリップ型の降伏点を同一とした。設定した復元力モデルと既往の実験結果との比較を図4.12に示す。

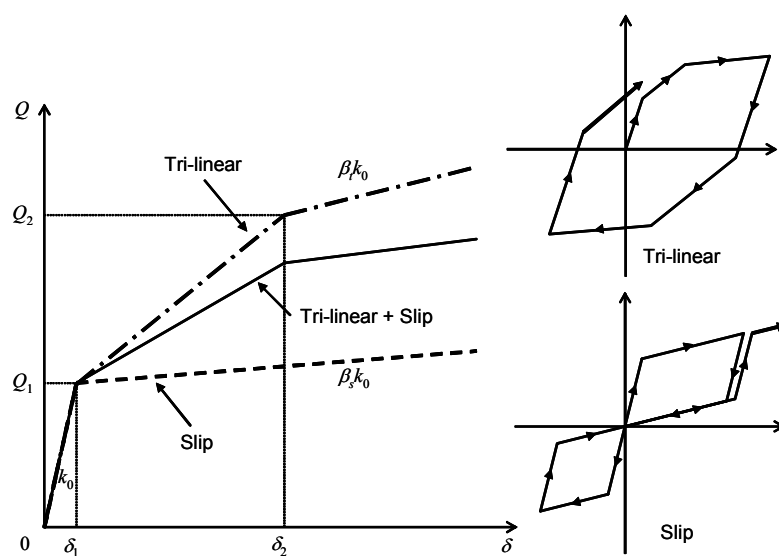


図 4.11 鉛直構面モデルの履歴構成則

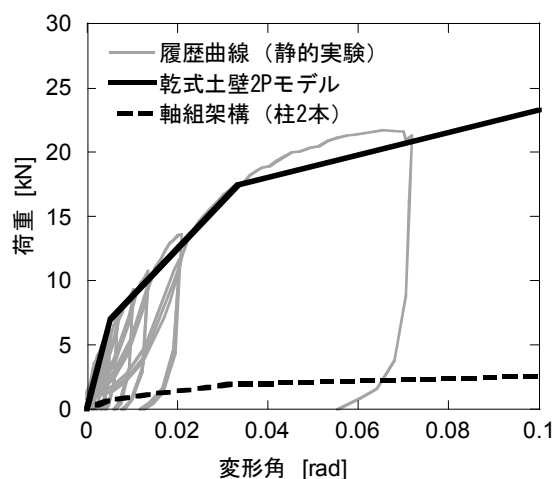


図 4.12 鉛直構面モデルの復元力特性

表 4.3 乾式土壁 2P モデルのパラメータ

トリリニア型の 1 次降伏変形角 δ_1 (rad)	0.005
トリリニア型の 2 次降伏変形角 δ_2 (rad)	0.033
トリリニア型の 1 次降伏耐力 Q_1 (kN)	7.0
トリリニア型の 2 次降伏耐力 Q_2 (kN)	17.5
初期剛性 k_0 (kN/rad)	1400
トリリニア型の 3 次剛性/初期剛性 β_t	0.056
スリップ型の 2 次剛性/初期剛性 β_s	0.100
全体の復元力におけるトリリニアの割合 α	0.300

床要素の復元力特性は、バイリニア型とスリップ型の複合型とし、既往の静的実験結果^[4-5,4-6]を参考にして各パラメータを設定した（表 4.4）。バイリニア型とスリップ型の降伏点を同一とした。設定した復元力モデルと既往の実験結果との比較を図 4.13 に示す。質量や寸法については、前項と同一である。減衰は 1 次減衰定数 2%の初期剛性比例型で与え、応答解析の時間刻みは 0.001 秒、解析時間は 90 秒とした。

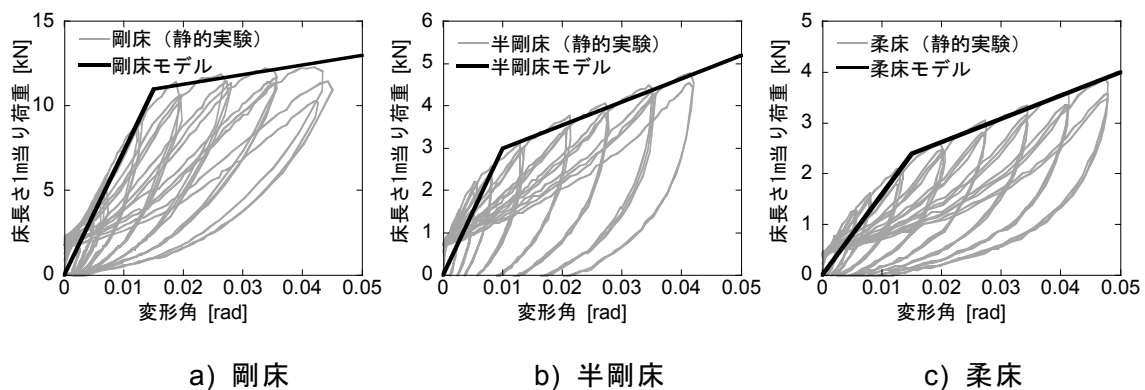


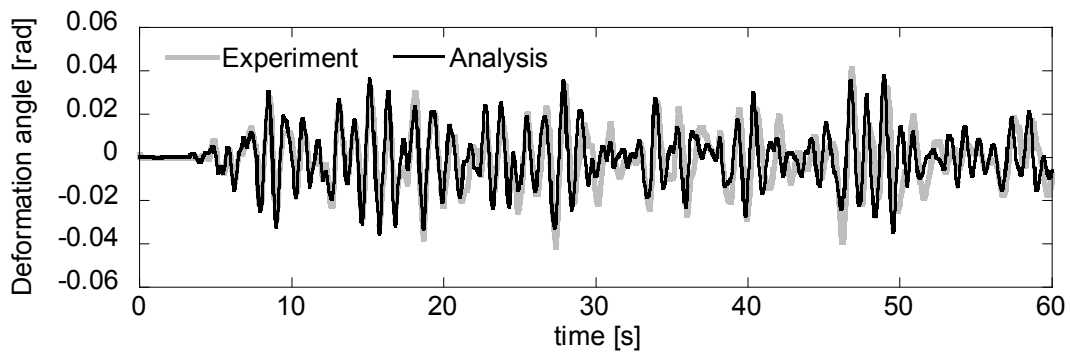
図 4.13 水平構面モデルの復元力特性

表 4.4 水平構面モデルのパラメータ

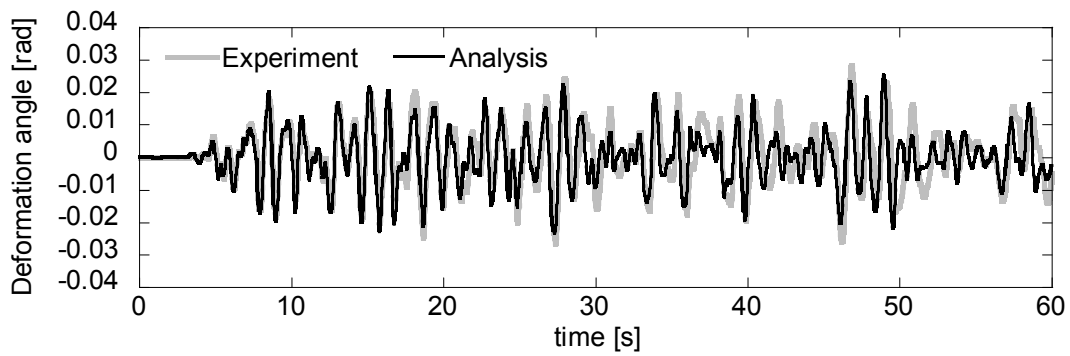
	剛床モデル	半剛床モデル	柔床モデル
降伏変形角 δ (rad)	0.015	0.010	0.015
初期剛性 k_0 (kN/rad/m)	733	300	160
2 次剛性/初期剛性 β	0.078	0.183	0.286
全体の復元力におけるバイリニアの割合 α	0.3	0.4	0.4

剛床および柔床仕様・土台試験体の各壁配置における、BCJ-L2 波 300cm/s^2 短手方向加振時の各鉛直構面の応答変形角を、実験と解析を比較して図 4.14 から 4.19 に示す。入力波には、各加振時に振動台上で計測した加速度波形を用いた。また、試験体の加振履歴を解析に反映させるため、それまでに鉛直構面及び水平構面が経験した最大変形角の情報を実験結果から抽出し、それぞれのスリップ型復元力特性に反映している。実験と解析を比べると、解析の方がやや小さめの応答変形角を示す傾向が見られるが、壁配置や床仕様によらず概ね良い精度で実験結果を再現出来ていると言える。

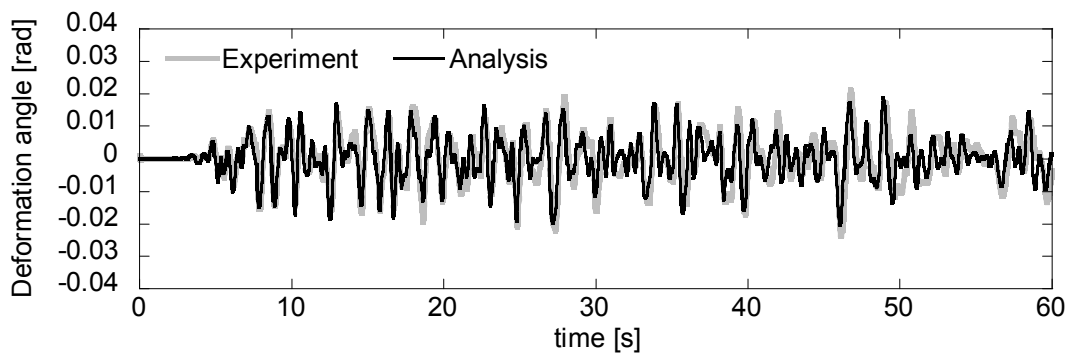
剛床、半剛床、柔床仕様・土台試験体の各壁配置における、BCJ-L2 波 300cm/s^2 短手方向加振時の各鉛直構面の最大応答変形角を、実験と解析を比較して図 4.20 から 4.22 に示す。解析結果は、各床仕様および壁配置における各鉛直構面の変形角分布を概ね再現出来ていることが分かる。ただし、剛床仕様・壁配置 B の場合を比べると、X13 構面の応答に違いが見られることから、実験では繰り返し加振による累積損傷の影響がより大きく現れていたと考えられる。一方、半剛床仕様・壁配置 B の場合には、X13 構面の応答を良く再現出来ている。



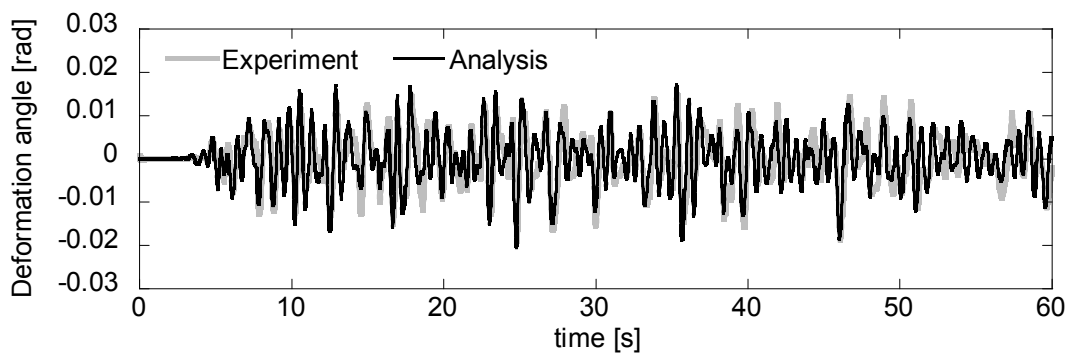
a) X1 構面



b) X5 構面

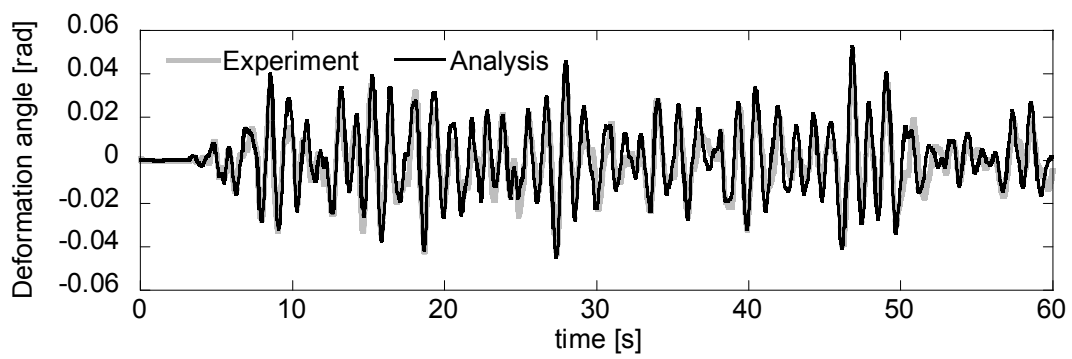


c) X9 構面

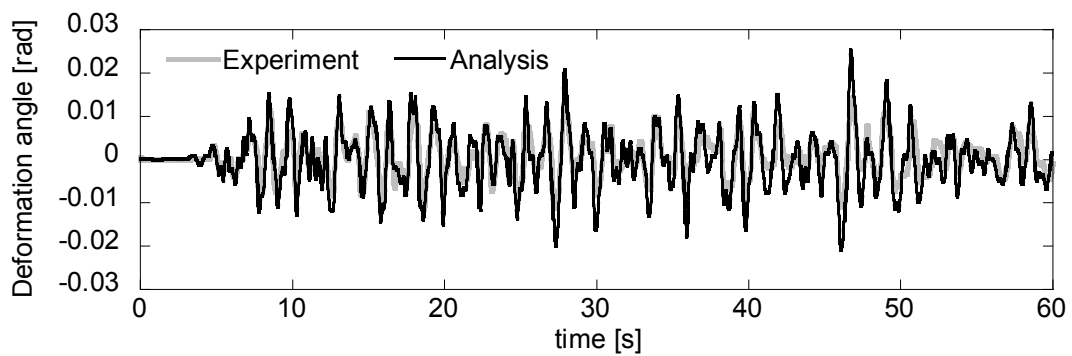


d) X13 構面

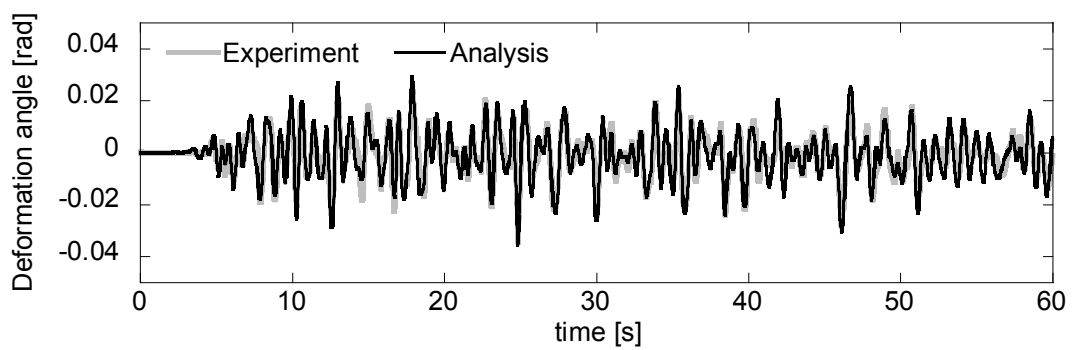
図 4.14 土台試験体・剛床仕様・壁配置 A・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の応答変形角



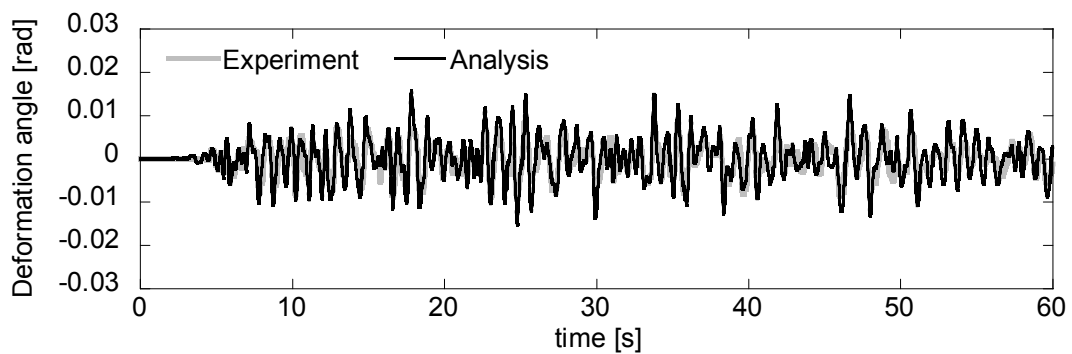
a) X1 構面



b) X5 構面

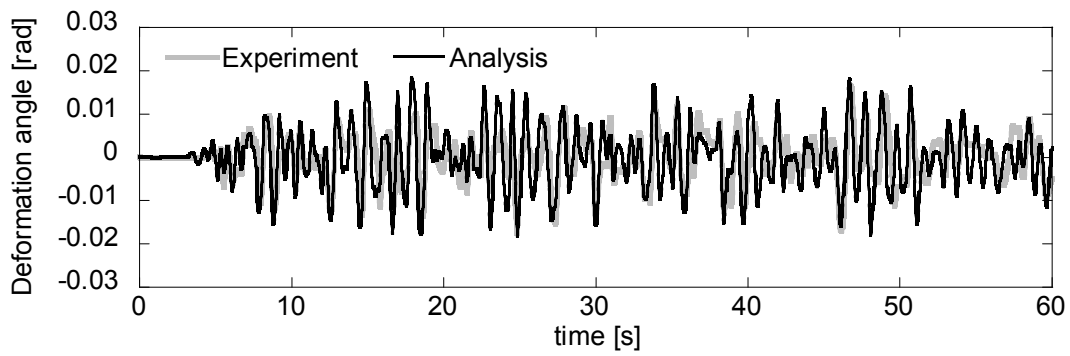


c) X9 構面

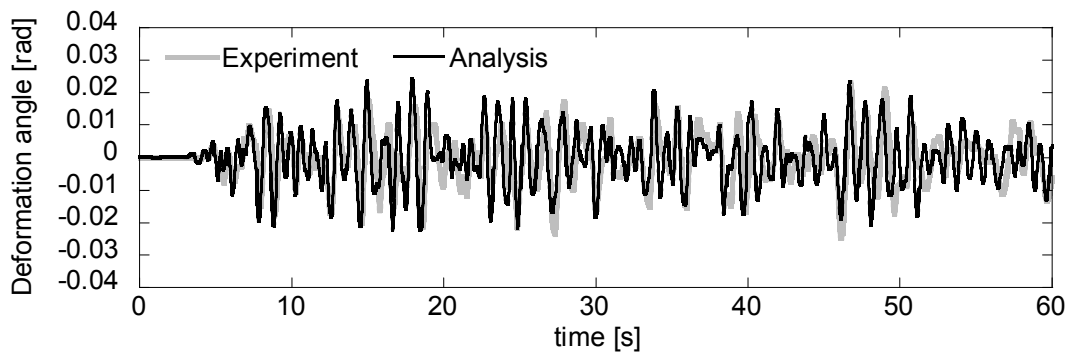


d) X13 構面

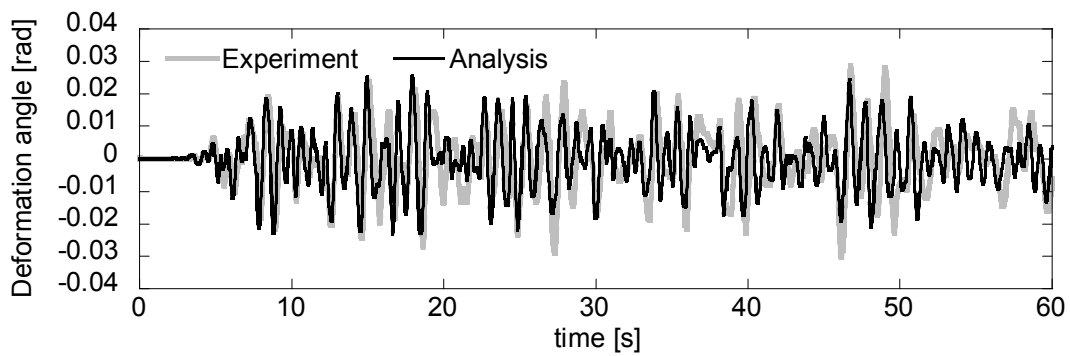
図 4.15 土台試験体・柔床仕様・壁配置 A・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の応答変形角



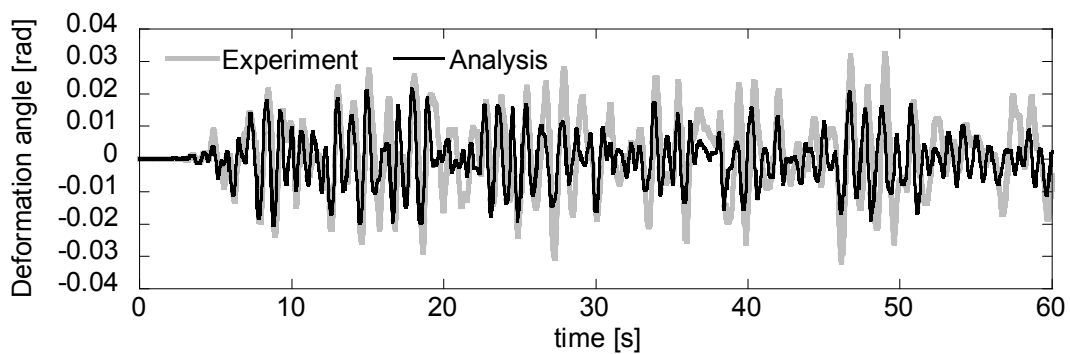
a) X1 構面



b) X5 構面

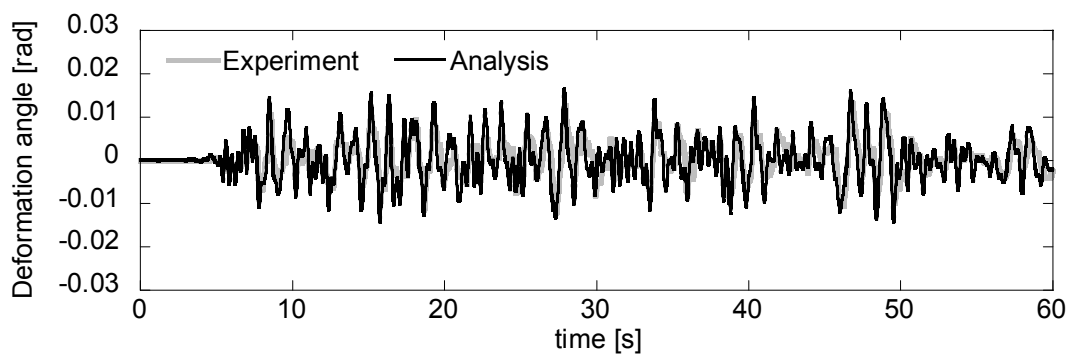


c) X9 構面

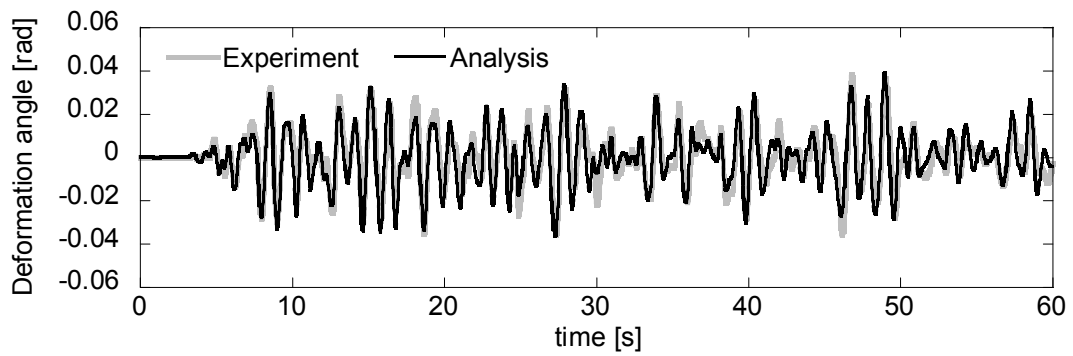


d) X13 構面

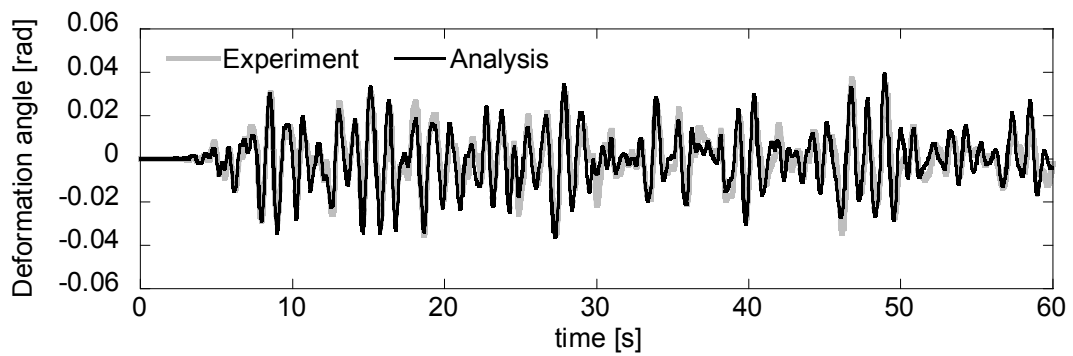
図 4.16 土台試験体・剛床仕様・壁配置 B・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の応答変形角



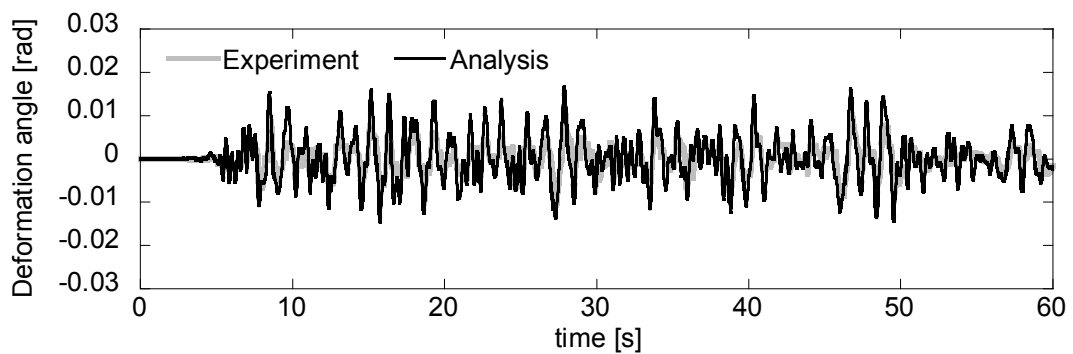
a) X1 構面



b) X5 構面

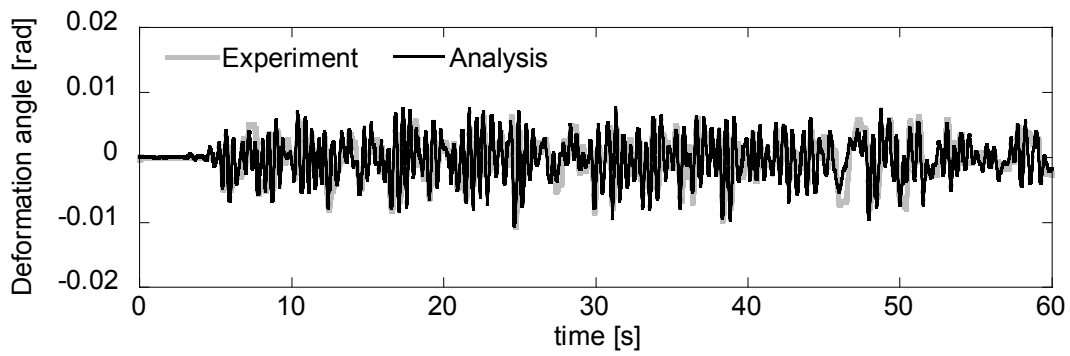


c) X9 構面

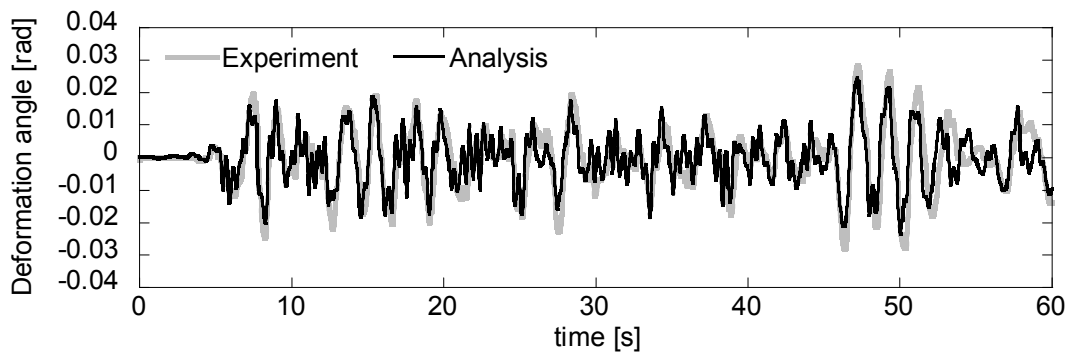


d) X13 構面

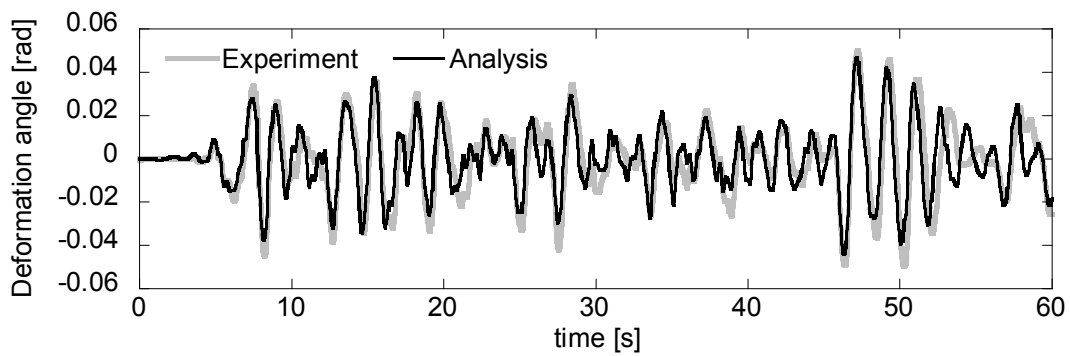
図 4.17 土台試験体・柔床仕様・壁配置 B・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の応答変形角



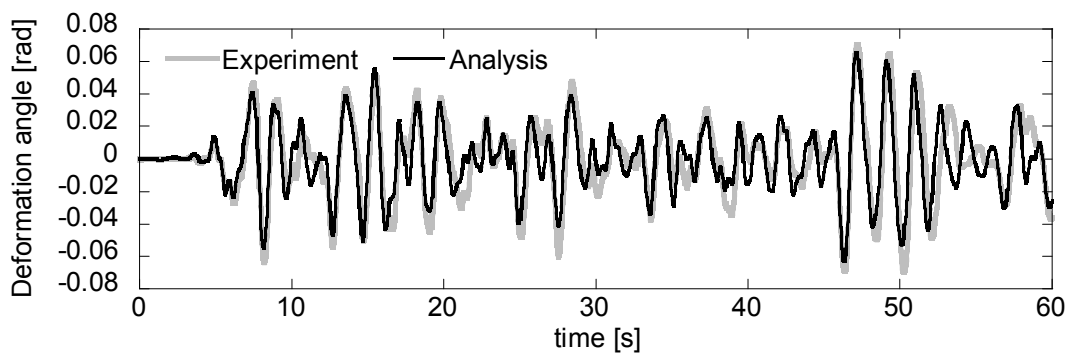
a) X1 構面



b) X5 構面

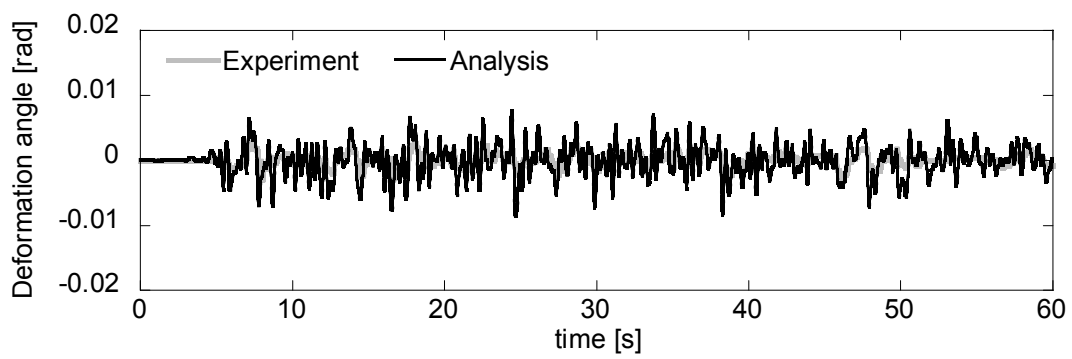


c) X9 構面

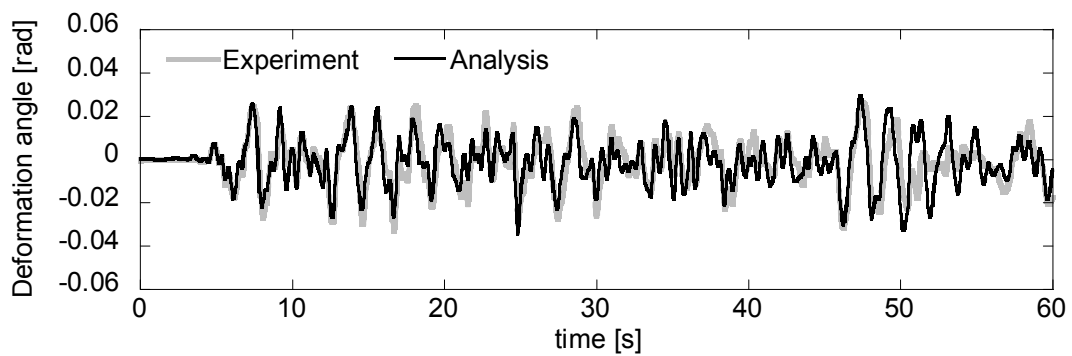


d) X13 構面

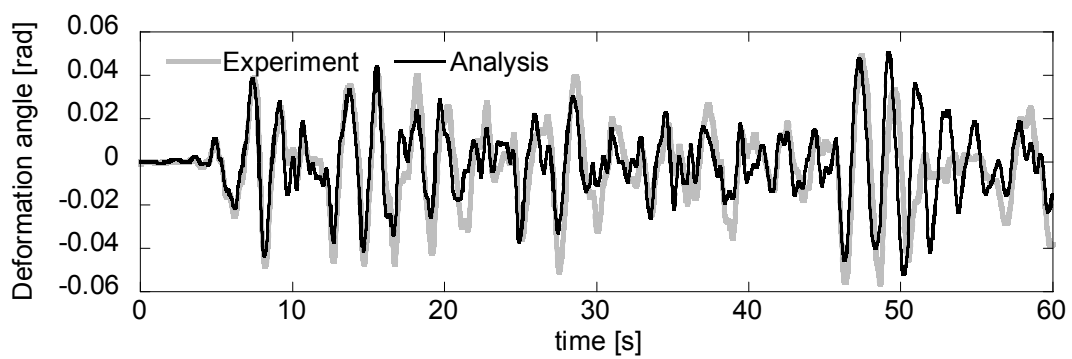
図 4.18 土台試験体・剛床仕様・壁配置 C・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の応答変形角



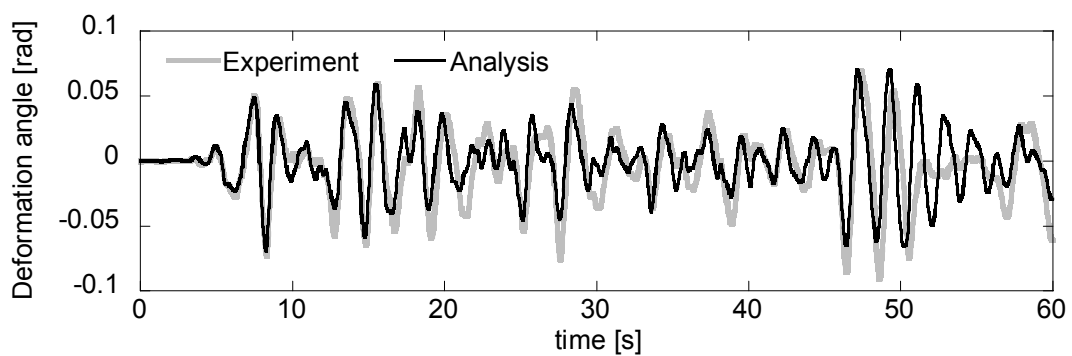
a) X1 構面



b) X5 構面



c) X9 構面



d) X13 構面

図 4.19 土台試験体・柔床仕様・壁配置 C・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の応答変形角

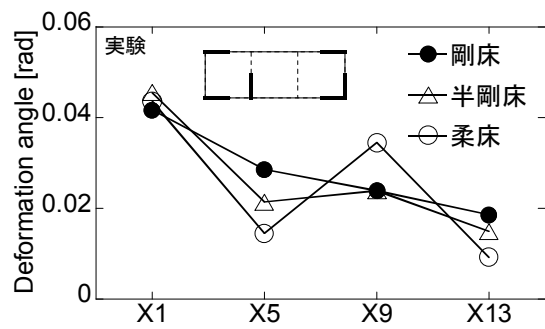
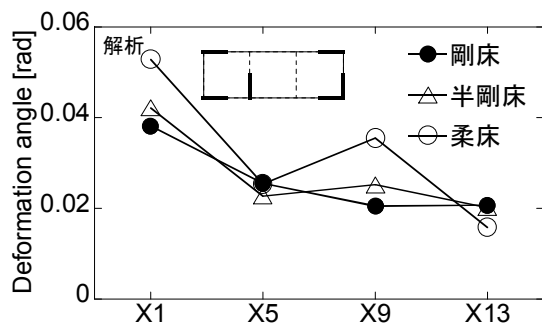


図 4.20 土台試験体・壁配置 A・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の最大応答変形角の比較

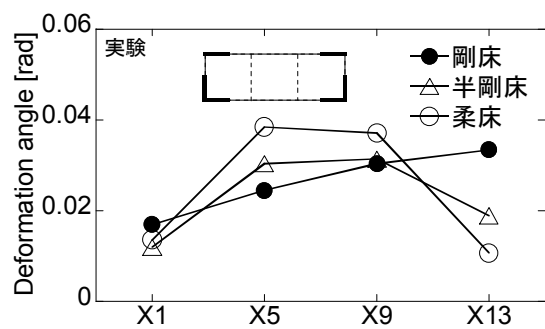
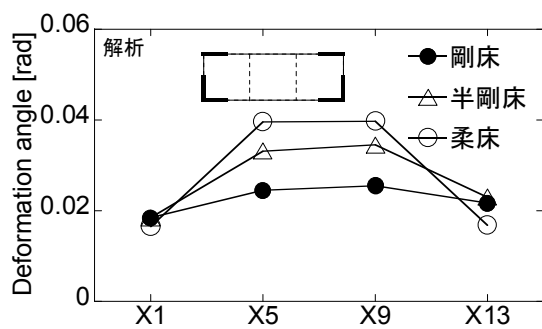


図 4.21 土台試験体・壁配置 B・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の最大応答変形角の比較

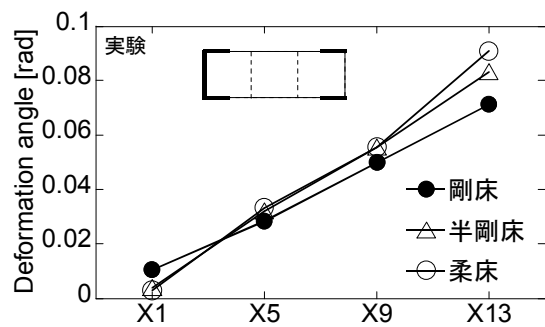
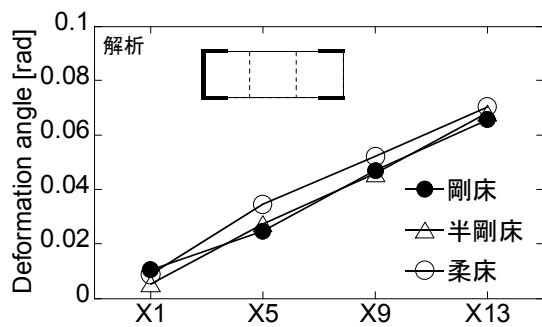


図 4.22 土台試験体・壁配置 C・BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振時の最大応答変形角の比較

4.4 水平構面の剛性及び耐力が鉛直構面の最大変形角に及ぼす影響

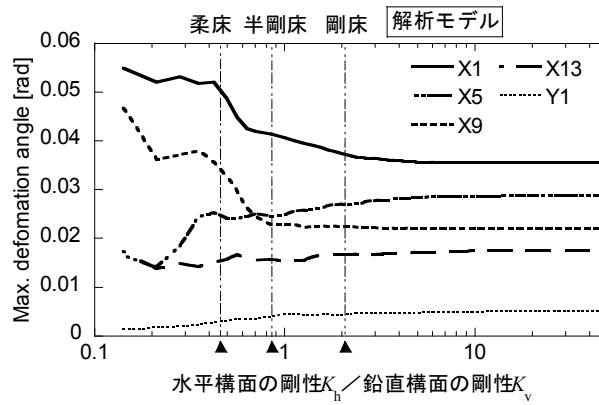
4.3 節において振動台実験結果を概ね再現出来たことから解析モデルの妥当性を確認出来た。ここでは、同じ解析モデルを用いて水平構面の剛性及び耐力が鉛直構面の応答に及ぼす影響について検討する。

床要素の初期剛性を変化させることとし、床要素の降伏変形角などの復元力特性に関するパラメータは 4.3.2 項における柔床モデルのものとした。ただし、剛床、半剛床モデルの場合についても同様な解析を行い、これ以降で述べる結果に大きな違いが無いことを確認している。また、初めて加振されるものとして最大経験変形角はゼロとしている。その他の解析条件は 4.3.2 項と同じとした。入力波には BCJ-L2 波 300cm/s^2 短手方向加振時に振動台上で計測した加速度波形を用いた。

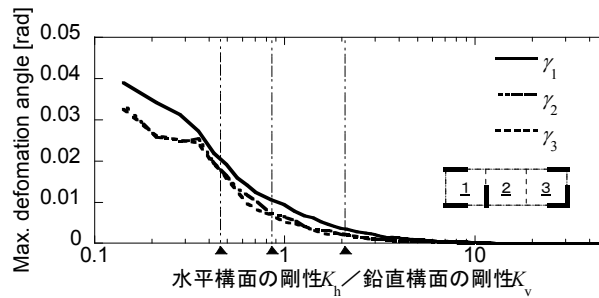
床要素の初期剛性を変化させたときの鉛直構面と水平構面の最大応答変形角を壁配置ごとに図 4.23 から 4.25 に示す。横軸は、水平構面の剛性 K_h を鉛直構面の剛性 K_v で除したもので、対数軸である。ここで、 $K_h[\text{kN/rad}]$ は隣り合う鉛直構面に囲まれた水平構面 ($3.64\text{m} \times 3.64\text{m}$) のせん断剛性であり、せん断弾性係数を G として、 $K_h = G[\text{kN/rad/m}] \times 3.64\text{m}$ である。 $K_v[\text{kN/rad}]$ は、X1、X5、X9、X13 構面の復元力包絡線を加算した建物全体の復元力特性から求めた変形角 $1/30\text{rad}$ 時の割線剛性であり、 $K_v = 1,290\text{kN/rad}$ である。4.3.2 項における各床仕様モデルの K_h/K_v を図中に併せて示す。

図 4.23 より、壁配置 A の場合には、 K_h/K_v が小さくなると X1、X9 構面の最大応答変形角が X5、X13 構面に比べて突出してくるのに対して、 K_h/K_v が大きくなると各鉛直構面の最大応答変形角は比例的になり、変形角分布が直線的になっていることが分かる。加振方向と直交する Y1 構面の最大応答変形角は、 K_h/K_v が大きくなるにつれてねじれ振動が生じることからやや増大している。図 4.24 より、壁配置 B の場合には、 K_h/K_v が小さくなると X5、X9 構面の最大応答変形角が X1、X13 構面に比べて突出してくるのに対して、 K_h/K_v が大きくなると各鉛直構面の最大応答変形角が近づくことが分かる。図 4.25 より、壁配置 C の場合には、 K_h/K_v が大きくなると X1、X5、X9 構面の最大応答変形角は小さくなり、X13 構面の最大応答変形角は大きくなることが分かる。ただし、他の壁配置に比べて、各鉛直構面の最大応答変形角の大小関係はあまり変化せず、水平構面の影響は小さい。

剛床仮定の適用範囲を調べるため、 $K_h/K_v = 50$ のときを理想的な剛床であると考え、図 4.23 から図 4.25 で示した短手方向の鉛直構面の最大応答変形角を $K_h/K_v = 50$ のときの値で基準化したものを図 4.26 に示す。図より K_h/K_v が大きくなるにつれて変形角比は 1 に近づき、 $K_h/K_v \geq 2$ であれば変形角比は 1.1 以下、 $K_h/K_v \geq 4$ であれば変形角比は 1.05 以下に収まることが分かる。

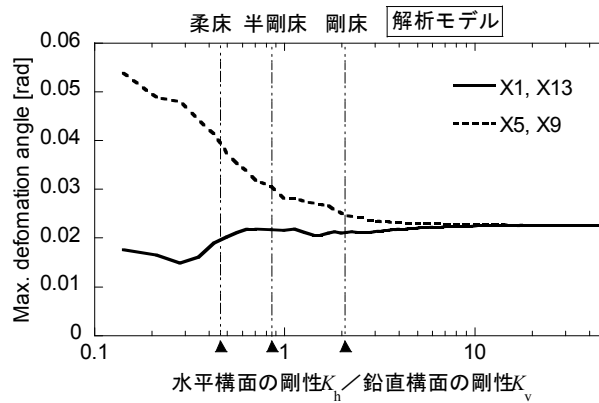


a) 鉛直構面の最大応答変形角

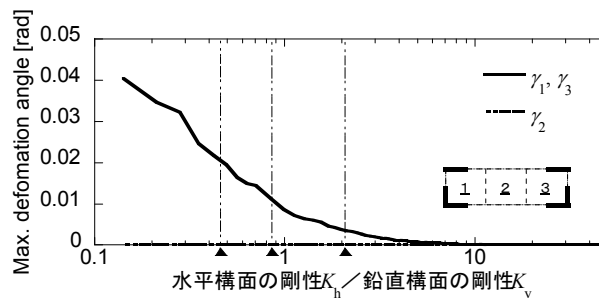


b) 水平構面の最大応答変形角

図 4.23 壁配置 A・BCJ-L2 波 300cm/s² 加振時の水平構面の影響

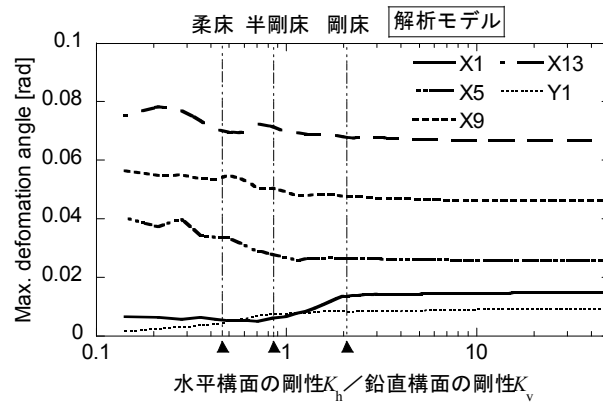


a) 鉛直構面の最大応答変形角

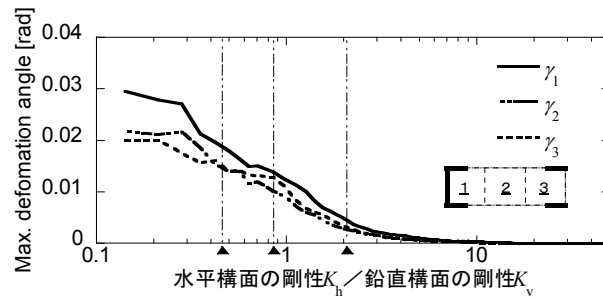


b) 水平構面の最大応答変形角

図 4.24 壁配置 B・BCJ-L2 波 300cm/s² 加振時の水平構面の影響



a) 鉛直構面の最大応答変形角



b) 水平構面の最大応答変形角

図 4.25 壁配置 C・BCJ-L2 波 300cm/s² 加振時の水平構面の影響

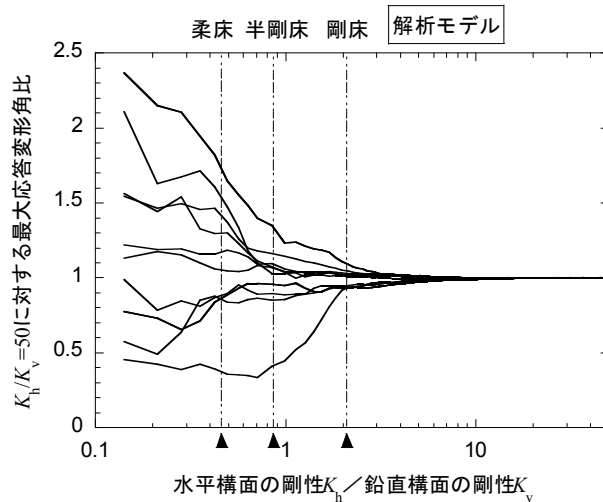


図 4.26 水平構面の剛性と鉛直構面の最大応答変形角比の関係

次に、鉛直構面の耐力を変化させたときの影響を分析する。偏心を有する構造物では、偏心を考えている方向に直交する方向の耐力壁がねじれ振動の抑制に有効であるとされる。振動台実験での壁配置 A の状態を直交壁 1.0 倍とし、長手方向の乾式土壁パネルの耐力を半分にした状態を直交壁 0.5 倍とした結果を図 4.27 に示す。水平構面の剛性が高い場合には、直交壁の量の変化が加振方向の応答変形角に影響しているが、柔な水平構面（柔床モデル以下）の場合にはほとんど影響がないことが分かる。

偏心の無い壁配置 B の場合において、X1 および X13 構面に乾式土壁パネルを 2P ずつ増設したときの BCJ-L2 波 300cm/s^2 加振の結果を図 4.28 に示す。ただし、横軸は水平構面のせん断弾性係数 G である。水平構面が剛床に比較的近ければ ($G \geq 5000\text{kN/rad/m}$ 程度) 耐力壁の増設が耐震補強として効果を発揮し応答変形角は小さくなっているが、水平構面が柔らかい場合、X5 や X9 構面の応答は必ずしも低減されず、X1 および X13 構面への壁増設は耐震補強として有効ではないことが分かる。

以上より柔な水平構面を有する木造建物では、建物全体としての偏心率を低くすることよりも、各構面間での剛性・耐力バランスを良くすることが重要であることが分かる。また、直交壁による応答の低減効果は小さい。一方、剛床に近い建物では、建物全体としての偏心率を小さくすることが重要であり、十分な直交壁を設置することでねじれ振動の抑制効果がある程度期待できる。

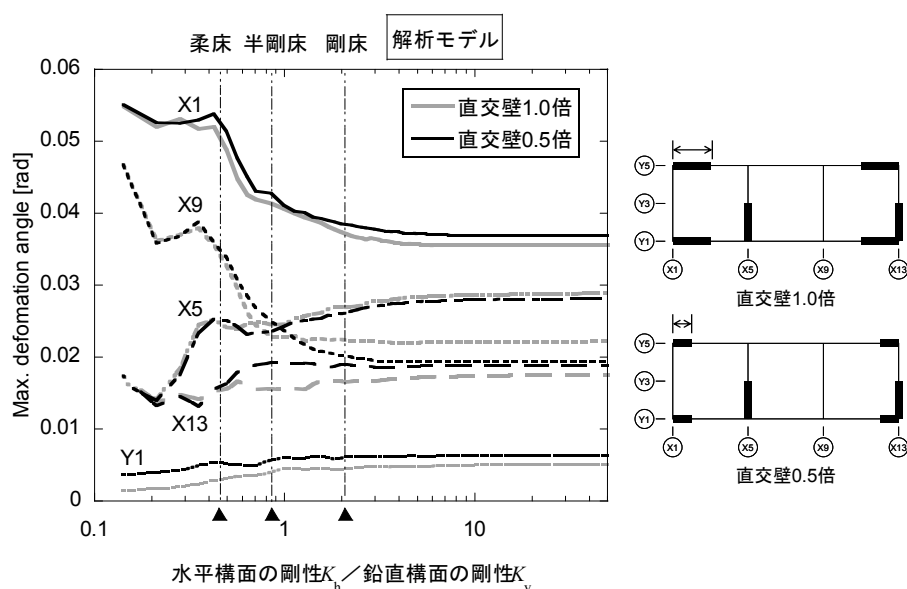


図 4.27 加振直交方向の耐力壁の影響（壁配置 A・BCJ-L2 波 300cm/s^2 ）

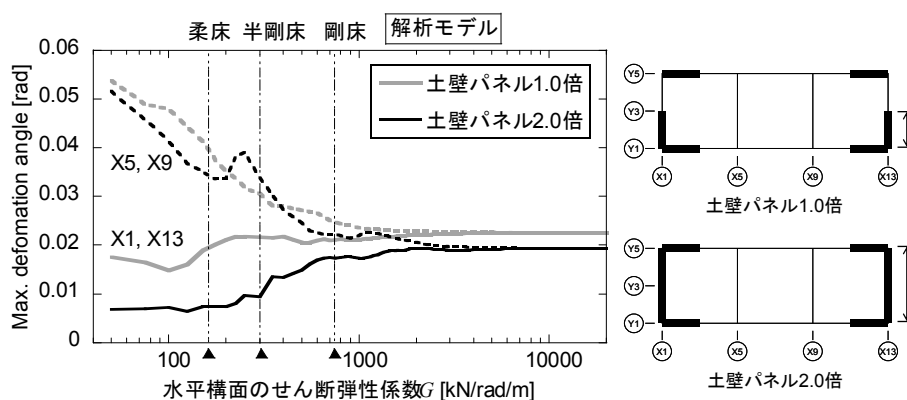


図 4.28 短手方向土壁パネルの増設の影響（壁配置 B・BCJ-L2 波 300cm/s^2 ）

4.5 まとめ

本章では、柔な水平構面を考慮した伝統構法木造建物の2次元解析モデルを構築した。2章で実施した実大振動台実験の試験体を対象とした地震応答解析を行い、振動台実験結果との比較から解析モデルの妥当性を検証するとともに、水平構面が鉛直構面の層間変形角応答に及ぼす影響について分析した。

鉛直構面は非線形せん断バネとして、水平構面はせん断変形する床要素と軸剛性のみ有する梁要素としてモデル化を行った。まず、1×1スパン木造建物の場合を例として運動方程式の各成分を具体的に示した。次に、2章で実施した実大振動台実験の1×3スパン試験体を対象として解析モデルを構築し、弾性及び弾塑性地震応答解析を行って、振動台実験における試験体の挙動が概ね再現出来ることを示した。大変形を経験しておらず各部材の剛性低下が無い場合には、弾性地震応答解析によって、振動台実験における小変形領域での挙動を良い精度で再現出来ることを示した。振動台実験における最大経験変形角の情報を解析モデルのスリップ型復元力特性に反映することで壁配置や床仕様によらず良い精度で地震波加振結果を再現出来ることを示した。最後に、床要素の復元力特性に関するパラメータスタディを行い、鉛直構面及び水平構面の最大応答変形角の変化を、水平構面と鉛直構面の剛性比と対応させて示し、剛床のときに対する、各鉛直構面の最大応答変形角比がある値以下になるための水平構面と鉛直構面の剛性比を示した。また、柔な水平構面を有する場合、加振方向と直交する耐力壁が加振方向の応答変形角に及ぼす影響が小さいこと、壁配置によっては耐力壁の増設が必ずしも応答の低減につながらないことを示した。柔な水平構面を有する木造建物では、建物全体としての偏心率を低くすることよりも、各構面間での剛性・耐力バランスを良くすることが重要である。

第4章の参考文献

- [4-1] 向坊恭介, 川上沢馬, 鈴木祥之, 山田耕司: 水平構面の変形を考慮した木造建物の地震応答解析と振動台実験による検証, 第6回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム (JCROSSAR2007) 講演論文集, pp. 535-538, Jun. 2007.
- [4-2] 日野幹雄: 統計ライブラリー スペクトル解析, 朝倉書店, 1977.
- [4-3] 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- [4-4] 杉山亮太, 鈴木祥之, 後藤正美, 村上博: 乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集, 第24号, pp. 125-130, Dec. 2006.
- [4-5] 鎌田輝男, 福森大造, 鈴木祥之: 伝統構法木造住宅における床版の耐力特性について (その1) - 仕様別床版の耐力実験 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp. 429-430, Aug. 2007.
- [4-6] 福森大造, 鎌田輝男, 鈴木祥之: 伝統構法木造住宅における床版の耐力特性について (その2) - 仕様別床版の耐力特性 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp. 431-432, Aug. 2007.

第 5 章 結論

5.1 本論文のまとめ

本論文では、伝統構法木造建物の構造力学的に未解明な部分のうち、水平構面および柱脚の仕様が建物の地震応答と耐震性能に及ぼす影響について、振動台実験および地震応答解析に基づいて分析を行った。

まず水平構面および柱脚の仕様が異なる試験体を用いた実大振動台実験を実施し、それらの仕様の違いが建物全体の地震応答や耐震性能に及ぼす影響について分析を行った（第 2 章）。次に、礎石建て構法による試験体を用いた実大振動台実験を行い、柱底面と礎石間で生じる滑り挙動および軸組のロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動について分析し、それらが建物全体の地震応答や耐震性能に及ぼす影響を明らかにした（第 3 章）。第 2 章で行った実大振動台実験の試験体を対象として、水平構面の変形を考慮した地震応答解析モデルを構築し、振動台実験結果との比較から解析モデルの妥当性を検証するとともに、水平構面が鉛直構面の層間変形角応答に及ぼす影響について分析した。以下に本論文の結論をまとめて示す。

「第 2 章 柔な水平構面を有する伝統構法木造建物の実大振動台実験」では、小振幅加振におけるフーリエスペクトル比の分析から、水平構面の剛性が低くなると卓越振動数はやや低くなる傾向があるが、振動モード形状については 1 次モードよりも 2 次以降の高次モードで違いが見られた。また、地震波加振前後の小振幅加振における卓越振動数の変化の分析から、最大経験変形角と卓越振動数の低下率に相関があることを示した。地震波加振における応答性状について、最大応答変形角の分析から、水平構面の剛性が低い場合、耐力要素の少ない鉛直構面に変形が集中し、偏心が無い場合でも剛床仮定を用いた応答計算結果よりも大きな応答を示すことを実証した。また、礎石建て柱脚の場合、柱脚が滑ることによって建物に入力される地震力が低減され層間変形角が小さくなることを示した。本実験の条件では、JMA 神戸波加振で土台仕様の最大応答変形角の約 2 割程度に収まった。ただし、柱と礎石との接触によって柱の折損を生じる危険性があることを指摘した。水平構面のせん断変形角の分析から、水平構面が柔らかい仕様の場合、隣り合う鉛直構面の剛性や耐力の違いが大きい水平構面の変形が大きくなり、入力加速度が大きくなるとその傾向がより顕著になることが分かった。また、水平構面の仕様や耐力壁の配置によっては、水平構面は塑性域まで変形していたことを示し、耐震設計を行う場合、水平構面の弾塑性復元力および履歴減衰を考慮する必要があることを指摘した。

「第 3 章 礎石建て構法木造建物の柱脚の滑り検証実験」では、見付けの鉛直構面のアスペクト比が(幅)/(高さ) $\asymp 0.71$ の試験体においては、柱脚の滑りおよびロッキング

による柱脚の浮き上がり挙動の両者が観察された。一方、アスペクト比が 3.19 の試験体においては、柱脚の滑りのみが見られ柱脚の浮き上がりは生じなかった。柱脚の滑り挙動については、加振振動数が低く載荷重量が軽い方が一方向に滑っていく傾向が見られたが、加振途中でこの性状が変わる場合もありばらつきが大きいことが分かった。軸組の変形が小さく、柱脚の浮き上がりが生じないという状況において、柱底面と礎石間の摩擦係数の平均値は 0.38 でおおよそ 0.3~0.5 に分布した。ロッキングによる柱脚の浮き上がり挙動の分析から、柱脚の浮き上がりが生じているときの加速度波形に上部構造の振動の影響が現れていることを示し、剛体のロッキング振動と性状が異なることを指摘した。この上部構造の振動には、浮き上がり後の柱と基礎との衝突による鉛直方向の力が一因となっていると考えられる。柱脚の浮き上がりが生じる瞬間の水平力については、重心の鉛直方向の応答加速度を考慮した静的なモーメントの釣り合いから概ねその傾向を捉えることが出来た。

「第 4 章 伝統構法木造建物の弾塑性地震応答解析」では、第 2 章で実施した実大振動台実験の 1×3 スパン試験体を対象として解析モデルを構築し、弾性及び弾塑性地震応答解析を行って、振動台実験における試験体の挙動が概ね再現出来ることを示した。大変形を経験しておらず各部材の剛性低下が無い場合には、弾性地震応答解析によって、振動台実験における小変形領域での挙動を良い精度で再現出来ることを示した。弾塑性解析においては、振動台実験における最大経験変形角の情報を解析モデルの復元力特性に反映することで壁配置や床仕様によらず良い精度で実験結果を再現出来ることを示した。床要素の復元力特性に関するパラメータスタディを行い、鉛直構面及び水平構面の最大応答変形角の変化を、水平構面と鉛直構面の剛性比と対応させて示した。さらに、剛床のときに対する、各鉛直構面の最大応答変形角比がある値以下になるための水平構面と鉛直構面の剛性比を示した。また、柔な水平構面を有する場合、加振方向と直交する耐力壁が加振方向の応答変形角に及ぼす影響が小さいこと、壁配置によっては耐力壁の増設が必ずしも応答の低減につながらないことを示した。柔な水平構面を有する木造建物では、建物全体としての偏心率を低くすることよりも、各構面間での剛性・耐力バランスを良くすることが重要である。

5.2 今後の課題

本論文で行った 1×3 スパン木造建物の振動台実験の結果と既往の 1×1 スパン木造建物の実験結果から、伝統構法であるか否かの違いはあるが、柔な水平構面を有する木造建物の地震時の変位分布や振動特性については、概ねその傾向を明らかにすることが出来ると考える。ただし、終局的な倒壊挙動については不明な点が残っており、本論文で示した地震応答解析モデルについても同じことが言える。近年、大型振動台を用いた木造建物の倒壊実験が行われるようになっており、得られた知見を活かして

伝統構法木造建物の終局的な倒壊挙動を解明する必要がある。

また、本論文では、礎石建て構法の柱脚の滑りによる応答の低減効果を示したが、設計に用いるためには、滑り挙動を正確に予測出来る手法を構築するとともに、滑りやロッキング時の柱脚の損傷に対する安全性を確保しなければならない。柱脚の滑りやロッキングを数値解析によってシミュレーションするためには、本論文で示した水平2次元の解析モデルではなく、鉛直方向の自由度を追加した3次元モデルを用いる必要がある。さらに、本論文で行った実験結果から、特に滑り現象は不確定性が強く、その予測・評価には確率論的な取り扱いが必要であろうと考える。

発表論文一覧

全文査読付論文

- [1] MUKAIBO, K. and SUZUKI, Y.: Hysteretic Structural Frame with Flexible Slab under Random Excitation, Proceedings of the Ninth International Conference on Structural Safety and Reliability, pp.3833-3837, Jun. 2005.
- [2] 向坊恭介, 鈴木祥之, 鎌田輝男, 具典淑, 川上沢馬: 京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.770-773, Nov. 2006.
- [3] 向坊恭介, 川上沢馬, 鈴木祥之, 山田耕司: 水平構面の変形を考慮した木造建物の地震応答解析と振動台実験による検証, 第 6 回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム (JCROSSAR2007) 講演論文集, pp.535-538, Jun. 2007.
- [4] 向坊恭介, 林 康裕, 森井雄史, 飯場正紀: 常時微動計測による中層鉄筋コンクリート造建物の振動特性の分析, 日本建築学会技術報告集, 第 25 号, Jun. 2007.

会議論文 (梗概査読付)

- [1] MUKAIBO, K., SHIRAYAMA, A., SUZUKI, Y. and SASAKI, T.: Seismic Reinforcement of Traditional Wooden Structure by Wooden Ladder Frames with Dampers, Proceedings of the 4th World Conference on Structural Control and Monitoring (4WCSCM), Jul. 2006.

紀要

- [1] SHIMIZU, H., HAYASHI, Y., SUZUKI, Y., MORII, T. and MUKAIBOU, K.: Evaluation of Seismic Performance of Wooden Houses during the Northern Miyagi Earthquakes of July 26, 2003, Annuals of Disaster Prevention Research Institute Kyoto Univ., No.47C, pp.193-199, Mar. 2004.

報告書・テキスト

- [1] 鈴木祥之編著 (分担執筆): 「東三河伝統民家耐震調査実験報告書」, 東三河伝統民家耐震調査実験研究会・京都大学防災研究所, Mar. 2005.
- [2] 鈴木祥之編著 (分担執筆): 「京町家の耐震補強と新しい京町家をつくる」, 京町家震動台実験研究会, Jul. 2006.
- [3] 鈴木祥之編著 (分担執筆): 「伝統構法木造建物の耐震性を検証する」, 伝統構法木造建物震動台実験研究会, Jul. 2007.

- [4] 山田耕司, 向坊恭介: 移築京町家と新築京町家の震動台実験 応答性状, 建築技術, No.691, pp.142-145, Aug. 2007.

梗概

- [1] 向坊恭介, 鈴木祥之: 不確定復元力特性を有する木造軸組の耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.347-348, Sep. 2003.
- [2] 向坊恭介, 森井雄史, 須田達, 長能正武, 林康裕, 鈴木祥之: 2003年7月26日宮城県北部地震の木造建物被害調査 その2 木造建物及び地盤の振動特性, 日本地震工学会・大会-2003 梗概集, pp.特 142-143, Nov. 2003.
- [3] 向坊恭介, 林康裕, 森井雄史, 飯場正紀, 鈴木祥之: 常時微動計測に基づく低層RC造建物の振動特性の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.637-638, Aug. 2004.
- [4] 清水秀丸, 林康裕, 森井雄史, 向坊恭介, 鈴木祥之: 2003年7月26日宮城県北部の地震における被災木造住宅の耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.1089-1090, Aug. 2004.
- [5] 向坊恭介, 鈴木祥之: 床剛性が構造物の不規則応答に及ぼす影響, 日本地震工学会・大会-2004 梗概集, pp.434-435, Jan. 2005.
- [6] 向坊恭介, 鈴木祥之: 偏心を有する柔床構造物の耐震信頼度解析法, 日本地震工学会・大会-2005 梗概集, pp.470-471, Nov. 2005.
- [7] 向坊恭介, 鈴木祥之: 偏心を有する柔床構造物の確率論的応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.307-308, Sep. 2005.
- [8] 佐藤まどか, 白山敦子, 向坊恭介, 鈴木祥之: 町家の連結制振による地震応答抑制, 日本建築学会学術講演梗概集(関東), C-1, pp.323-324, Sep. 2006.
- [9] 向坊恭介, 鎌田輝男, 森井雄史, 白山敦子, 佐藤まどか, 鈴木祥之: 京町家の E-ディフェンス震動台による実大震動実験その6 応答性状, 日本建築学会学術講演梗概集(関東), pp.407-408, Sep. 2006.
- [10] 向坊恭介, 川上沢馬, 中治弘行, 山田耕司, 松本慎也, 鈴木祥之: 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験(その4) 標準試験体の応答性状, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊, pp.521-522, Aug. 2007.
- [11] 中治弘行, 向坊恭介, 小笠原昌敏, 中尾方人, 岡村雅克, 鈴木祥之: 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験(その5) 標準試験体の変動軸力とモーメントの分析, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊, pp.523-524, Aug. 2007.
- [12] 川上沢馬, 向坊恭介, 石川浩一郎, 棚橋秀光, 鈴木三四郎, 鈴木祥之: 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験(その6) 切妻屋根試験体の応答性状, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊, pp.525-526, Aug. 2007.

- [13] 山田明, 鈴木三四郎, 向坊恭介, 鈴木祥之: 京町家の E-ディフェンス震動台実大振動実験のシミュレーション 簡易復元力モデルによる再現性の検討, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊, pp.529-530, Aug. 2007.
- [14] 山田耕司, 鈴木祥之, 鈴木三四郎, 石川浩一郎, 向井洋一, 松本慎也, 向坊恭介: 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験 (その 3) パンケーキ・モデルによる応答解析, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊, pp.535-536, Aug. 2007.
- [15] 向坊恭介, 川上沢馬, 鈴木祥之: 柔な水平構面が伝統木造建物の地震時挙動に及ぼす影響, 日本地震工学会・大会-2007 梗概集, pp.310-311, Nov. 2007.
- [16] 川上沢馬, 向坊恭介, 山田耕司, 鈴木祥之: 柱脚を固定しない木造建物のロッキングと滑り, 日本地震工学会・大会-2007 梗概集, pp.286-287, Nov. 2007.

口頭発表・その他

- [1] 向坊恭介, 鈴木祥之: 偏心を有する柔床構造物の耐震信頼度解析, 平成 17 年度京都大学防災研究所研究発表講演会, B33, Feb. 2006.
- [2] 向坊恭介, 鈴木祥之, 山田耕司, 松本慎也, 川上沢馬, 岡村雅克: 柔な水平構面を有する伝統木造建物の地震応答評価と実大振動台実験による検証, 平成 18 年度京都大学防災研究所研究発表講演会, B28, Mar. 2007.
- [3] 鈴木祥之, 向坊恭介, 斎藤幸雄, 後藤正美, 清水秀丸, 中村いずみ: 実大振動台実験における伝統構法木造建物の動力学特性と耐震性能, 平成 18 年度京都大学防災研究所研究発表講演会, B30, Mar. 2007.

参加プロジェクト

- [1] 文部科学省, 大都市大震災軽減化特別プロジェクト, (平成 14 年度ー18 年度)「震動台活用による構造物の耐震性向上研究」(研究代表者: 鈴木祥之)

謝辞

本論文は、京都大学大学院博士課程在籍中の3年間に行った伝統構法木造建物の地震応答と耐震性能の解明に関する研究をまとめたものです。本論文をまとめるにあたりご指導、ご鞭撻頂いた数多くの方々に感謝致します。

京都大学防災研究所 教授 鈴木祥之博士には、筆者が学部4年生で研究室に配属されて以来6年間にわたって、自由な研究環境を与えて頂き、多大なるご指導、ご鞭撻を頂きました。また国際会議での研究発表や大型振動台での実験など数多くの貴重な経験をさせて頂きました。ここに記して深く感謝するとともに厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 教授 林康裕博士には、数多くの実測調査や地震被害調査において貴重な経験をさせて頂くとともに、研究者としての在り方について貴重な助言を頂きました。また、学位論文の審査にあたっては、ご多忙の中、貴重な時間を割いて頂き、ご指導、ご鞭撻を頂きました。ここに記して深く感謝するとともに厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 教授 河井宏允博士には、学位論文の審査にあたり研究内容についてご指導頂くとともに、多面的な観点から貴重な助言を頂き、狭くなりがちな筆者の視野を拡げて下さいました。ここに記して深く感謝するとともに厚く御礼申し上げます。

E-ディフェンス震動台における実験では、数多くの研究機関や団体、工務店、設計事務所の方々にご協力を頂きました。また、データ分析に際して、多方面からご指導、ご助言を頂きました。ここに記して深く感謝するとともに厚く御礼申し上げます。防災科学技術研究所 中村いずみ博士、清水秀丸博士には、実験の実施に係る諸々の問題解決にご尽力頂きました。改めて、深く感謝致します。

豊田工業高等専門学校建築学科 准教授 山田耕司博士には、貴重な時間を割いて頂き、数値解析法についてご指導頂きました。ここに記して深く感謝するとともに厚く御礼申し上げます。

研究室の皆様には、本論文に関する実験や計測にご協力頂くとともに、過ごしやすい研究環境を与えて頂きました。深く感謝致します。

最後に、京都大学での9年間にわたる学生生活を支えてくれた両親に感謝致します。

2008年3月

向坊 恭介